

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. KONRAD SATTLER

Berlin

Mitherausgeber:

Prof. Dr.-Ing. ALFRED MEHMEL

Darmstadt

Dreiunddreißigster Jahrgang

1958



SPRINGER-VERLAG
BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

Alle Rechte, einschließlich das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten
Ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages ist es auch nicht gestattet, diesen Band,
einzelne Beiträge oder Teile daraus auf photomechanischem Wege (Photokopie, Mikro-
kopie) zu vervielfältigen

Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg

Printed in Germany

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in
dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der An-
nahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetz-
gebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

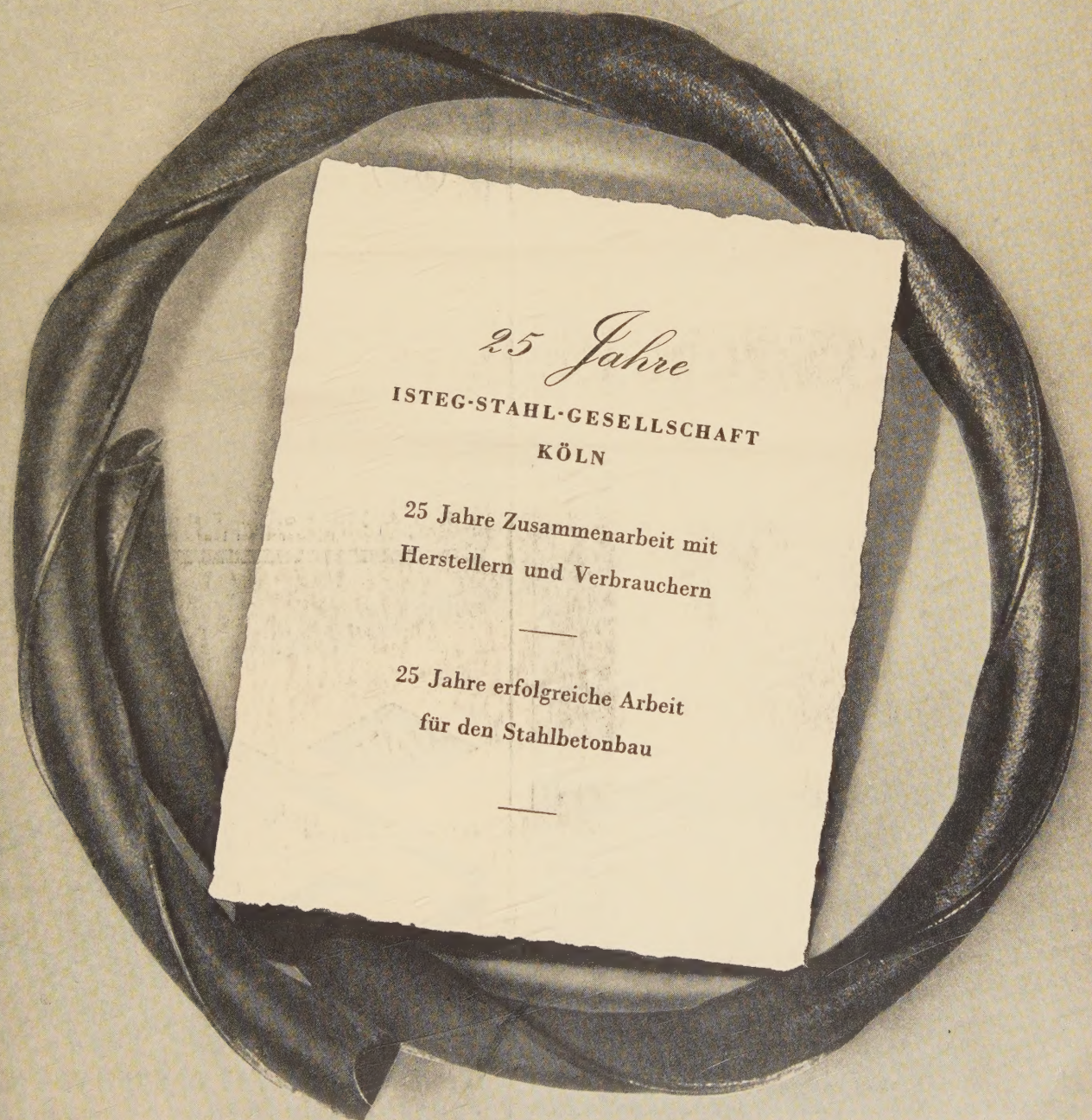
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

33. JAHRGANG

JANUAR 1958

HEFT 1



25 Jahre

ISTEG-STAHL-GESELLSCHAFT
KÖLN

25 Jahre Zusammenarbeit mit
Herstellern und Verbrauchern

25 Jahre erfolgreiche Arbeit
für den Stahlbetonbau



**Denken Sie beim Zeichnen
an die Pause!**

Nicht die Arbeitspause ist gemeint. Selbstverständlich müssen Sie auch daran denken. Aber hier geht es um die Lichtpause; und die ist wichtig. Schließlich arbeitet man später nicht mit dem Original, sondern mit der Pause. Ob sie alle Feinheiten – selbst die leisesten Haarstriche – wiedergibt, entscheidet der Zeichenstift, mit dem das Original gearbeitet wurde.

Architekten und Bauingenieure in aller Welt schätzen am **MARS-Lumograph** neben seinen vielen anderen Vorzügen besonders seine hervorragende Lichtpau-
fähigkeit in allen 19 Härten.

 **STAEDTLER**

MARS-LUMOGRAPH in 19 Härten
MARS-LUMOGRAPH-TECHNICO in 18 Härten

Aggressionsschutz und Betonvergütung durch

„RAJASIL BS“

„RAJASIL BS“ verhütet sicher und dauerhaft Betonschäden durch Umsetzen des löslichen „freien Kalkes“ im Zement und eindringender aggressiver Salze in unlösliche und chemisch widerstandsfähige Verbindungen.

„RAJASIL BS“ verbessert außerdem wesentlich die mörteltechnischen Eigenschaften von Beton u. Zementmörtel.

„RAJASIL BS“ bewirkt die Umwandlung der bei aggressiver Einwirkung löslichen Bestandteile des Zements in unlösliche, mörteltechnisch wertvolle Verbindungen.

„RAJASIL BS“ steigert die Festigkeit und Dichte von Zementmörtel und Beton erheblich und zuverlässig.

„RAJASIL BS“ macht den Beton beim Rütteln verdichtungswilliger.

„RAJASIL BS“ erzeugt im Beton keine zusätzlichen Luftporen. Zementmörtel und Beton sind trotzdem frost- und weitgehend aggressionsbeständig.

„RAJASIL BS“ ist dosierungsunempfindlich.

Weitere Erzeugnisse:

RAJASIL-D hervorragendes, sehr wirtschaftliches Betondichtungsmittel mit erheblicher Festigkeitssteigerung.

RAJASIL-V wirksamer Betonverflüssiger.

RAJASIL-Mischliut Neutralisierungsmittel gegen Mauerausblühungen, Mauersalpeter usw.

Unsere Erzeugnisse sind frei von Chlorkalzium, Kalkseife, Wasserglas und Soda

Alleinhersteller:



MARTHAHÜTTE G.m.b.H.
Marktrechwitz

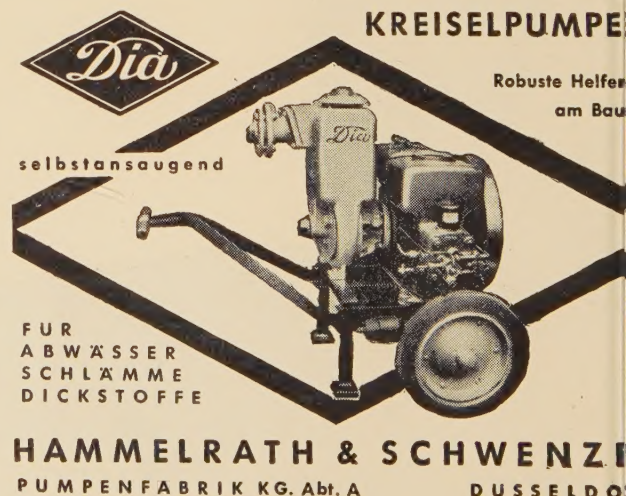
Fabrik chem. Baustoffe · Telefon 2178 und 2127

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277



Dia

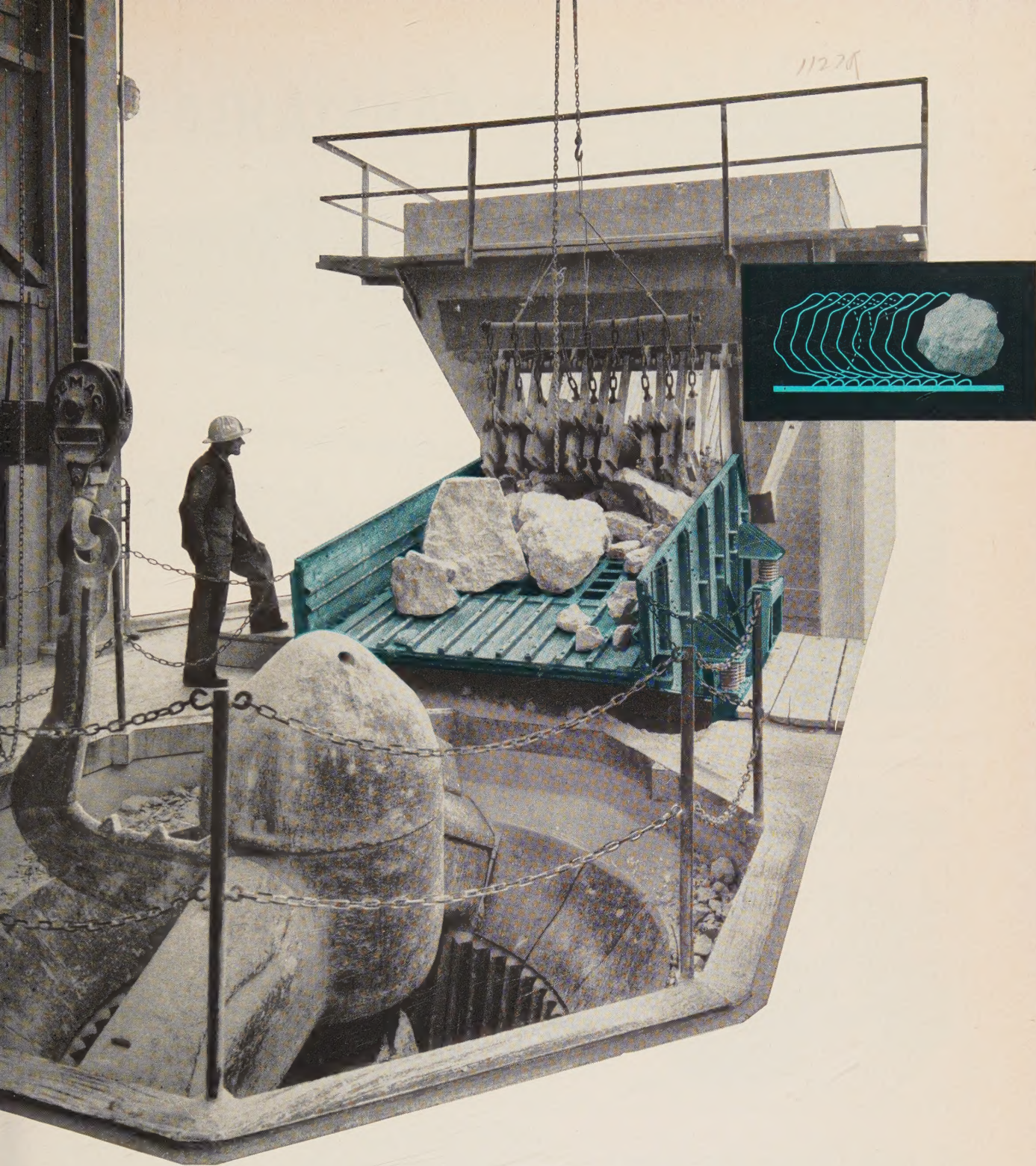
KREISELPUMPE

Robuste Helfer
am Bau

selbstansaugend

FÜR
ABWASSER
SCHLÄMME
DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZEL
PUMPENFABRIK KG. Abt. A DUSSELDORF

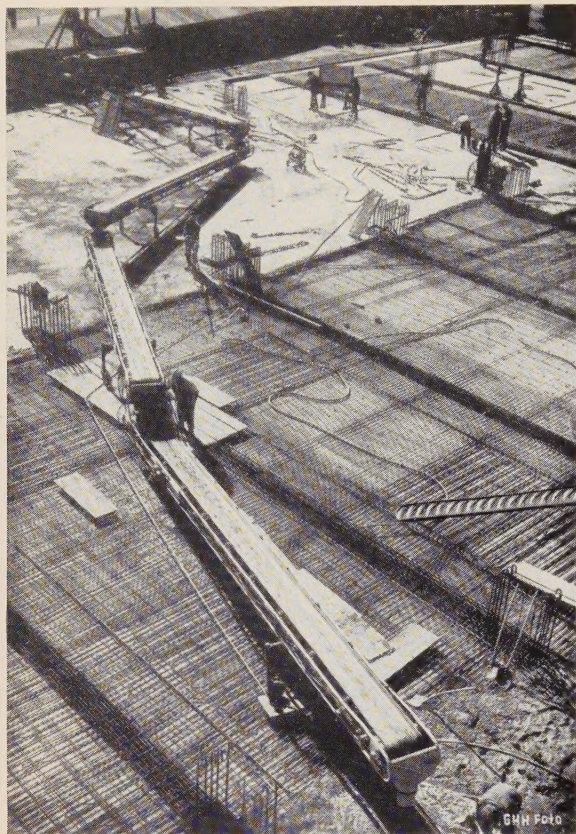


Warum kann ein so unscheinbares Sieb den riesenhaften Brecher speisen?

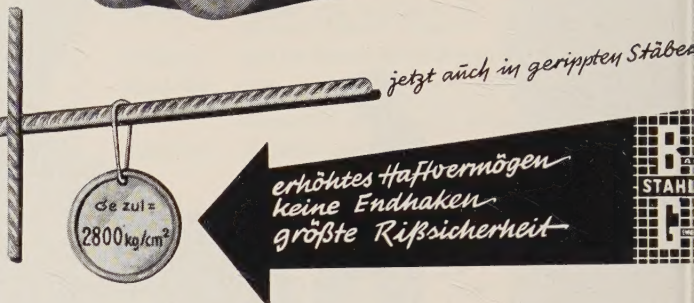
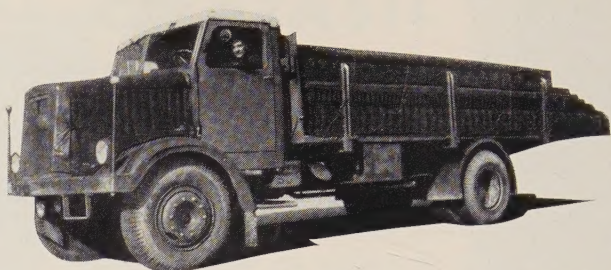
Die Lösung heißt: Mikrowurf-Förderprinzip. Durch die minimalen, schnellen und immer besonders abgestimmten Schwingungen der Rinne wird das Gut fast schwebend bewegt, auch selbst, wenn es solche Gesteinsbrocken wie in der Abbildung sind. Zwischen Fördergut und Rinne tritt deshalb nur eine geringe Schleifwirkung auf. Da sich die Schwingungen sogar nach dem Einbau einstellen lassen (Amplitude, Frequenz, Wirkrichtung) erreicht man neben dem Austrag und der Förderung einen einwandfreien Siebeffekt. Im Beispiel wird der Brecher durch das Aussieben entlastet und ein Zerkleinern der schon richtigen Korngröße vermieden. — Nebenbei: das Mikrowurf-Förderprinzip wurde von Schenck entwickelt! Eine größere Übersicht gibt Ihnen die Druckschrift S 7025. Fordern Sie noch heute ihre kostenlose Übersendung an.



**Carl Schenck
Maschinenfabrik GmbH
Darmstadt**



BAUSTAHLGEWEBE



VERLANGEN SIE UNSERE DRUCKSCHRIFTEN ODER VERTRETERBESUCH

BAUSTAHLGEWEBE G.M. DÜSSELDORF
B. H.



weg werden, sind heute Bagger eingesetzt. Mit ihnen ist der Name Menck & Hambrock zu einem Begriff geworden. MENCK-Geräte arbeiten beim Straßenbau, sie heben Baugruben aus, tragen Erzberge und Schlackenhalde ab und baggern in Basalt-, Phosphor- und Kalksteinbrüchen. Jeder Fachmann weiß, daß er mit einem MENCK-Bagger Zuverlässigkeit, Betriebssicherheit und hohe Leistung erwirbt.

90 JAHRE
MENCK & HAMBROCK

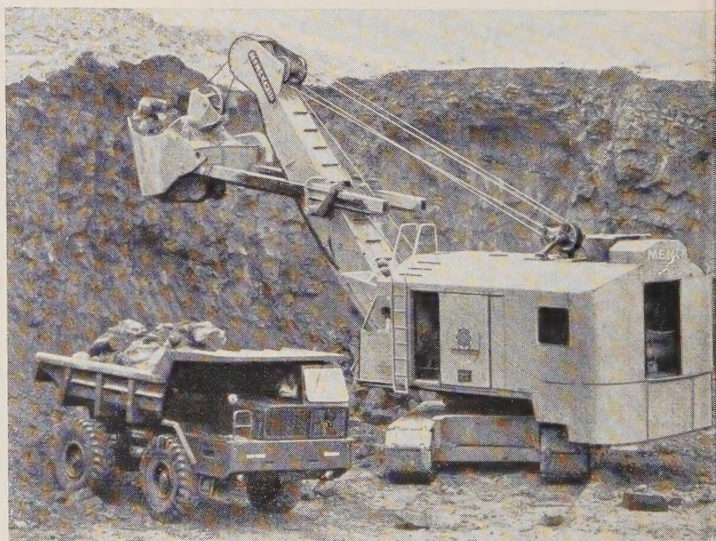
Deutschlands älteste Löffelbaggerfabrik

... *Wie es einst war*

Rübezahl gibt sich geschlagen. Der MENCK-Bagger trotzt ihm und frißt sich furchtlos in seinen Berg hinein. So zeigt es ein Zeitungsinserat zu Anfang dieses Jahrhunderts.

... **wie es heute ist**

Schon lange ist die Schiene dem Raupenbandunterwagen gewichen, und was der Großvater des heutigen MENCK-Universalbaggers in tagelanger Arbeit baggerte, das fördert das moderne Gerät in wenigen Stunden. Überall dort, wo Erde und Steine b



DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
PRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

1. JAHRGANG

JANUAR 1958

HEFT 1

Inhaltsübersicht

	Seite
Geleitwort	1
DK 666.982 : 693.55 (43) „71“ <i>Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. W. Nakonz, Düsseldorf:</i> Zehn Jahre Entwicklung des Stahlbetonbaues in Deutschland	2
DK 666.97 : 620.193.21 <i>Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. B. Hampe, Bad Godesberg:</i> Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung. Mit 10 Abbildungen	6
DK 624.016.6 : 69.001.3 : 666.97 <i>Prof. Dr.-Ing. habil. K. Walz, Düsseldorf:</i> Weiterentwicklung der betontechnischen Bestimmungen. Mit 1 Abbildung	10
DK 626.8 : 627.51 : 627.8 : 621.311.21 (496) <i>Prof. Dr.-Ing. habil. Dr. ès. Sc. F. Tölke, Stuttgart:</i> Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirt- schaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei. Mit 16 Abbildungen	14
DK 519 : 658.562 : 620.1.08 : 691.32 <i>Prof. Dr. J. Heinhold, München:</i> Sicherheitsgrenzen für Einzelmessungen und Stich- probenmittel. Mit 2 Abbildungen	21
DK 624.042.1.001 <i>Prof. Dr.-Ing. H. Lorenz und Dipl.-Ing. H. Grewe, Berlin:</i> Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächen- form und Belastung. Mit 1 Abbildung	24

Kurze Technische Berichte

DK 624.137.5.04 : 624.152.634.04 Der gegenwärtige Stand der Berechnung von Stützwänden. Mit 6 Abbildungen	27
DK 621.311.25 : 621.039.42 : 624.953 Entwurf von Containern für den gasdichten Ein- schluß der Reaktoranlage von Kernkraftwerken. Mit 2 Abbildungen	30
DK 621.311.25 : 621.039 (73) Bautechnische Merkmale der Reaktoranlage des Shippingport-Kernkraftwerkes. Mit 9 Abbildungen	32
DK 626/627.8 (282.272.1) (73) Zwischenbericht vom St. Lorenz. Mit 4 Abbildungen	35
DK 666.97.033.51 : 693.547.3 „324“ (083.74) : (73) Die Normen des Amerikanischen Beton-Vereins für Betonarbeiten im Winter	36

(Fortsetzung auf der Rückseite)

Technologie des Prepaktbetons beim Bau der
Mackinac-Brücke

37

Buchbesprechungen

39

Neuerscheinungen

40

Verschiedenes

40

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die Schriftleitung

DER BAUINGENIEUR

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Springer-Verlag, Berlin W 35,

Reichpietschufer 20.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,

Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Geleitwort

Im Gedenken an Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. FERDINAND SCHLEICHER, den weit über die Grenzen Deutschlands hinaus anerkannten, langjährigen Herausgeber und Schriftleiter dieser Zeitschrift, übernehme ich auf Wunsch des Verlages dessen Nachfolge.

Der damit verbundenen Verpflichtung, dieses Fachorgan im Sinne des leider viel zu früh Dahingegangenen weiterzuführen, bin ich mir wohl bewußt, soll doch diese Zeitschrift auch in Zukunft ein maßgebender Faktor des technischen Fortschrittes sein.

Stets wird dieser Fortschritt durch ein fruchtbares Zusammenwirken von Wissenschaft und Praxis getragen, beide werden deshalb im gleichen Maße wie bisher im „Bauingenieur“ ihren Niederschlag finden.

Die überaus große Vielfalt der heute auf dem Gebiet des Bauwesens vorhandenen und immer neu aufkommenden Probleme, gekennzeichnet durch Materialfragen, vereinfachte Berechnungsmethoden, Erfahrungs- und Kalkulationswerte, neue Bauweisen und Montageeinrichtungen, moderne Hilfsmittel und Maschinen, stellt immer höhere Anforderungen an das Wissen und Können aller im Bauwesen Tätigen — ihre Fachzeitschrift soll sich deshalb durch eine ebensolche Vielfalt des Inhalts auszeichnen. Dies im Rahmen einer Zeitschrift zu erreichen, ist keine leichte Aufgabe; sie kann nur in verständnisvollem Mitwirken aller am technischen Fortschritt interessierten Fachkreise verwirklicht werden.

Wenn ich am Beginn meiner Tätigkeit die Freunde und Mitarbeiter meines Vorgängers sowie alle künftigen neuen Mitarbeiter bitte, in dieser Zeitschrift weiterhin über neue Erfahrungen und Verfahren zu berichten, so verbinde ich damit den Wunsch, durch konzentrierte Fassung ihrer Aufsätze die Schriftleitung in ihrem Bestreben zu unterstützen, jedes Heft der Zeitschrift vielseitig zu gestalten und damit dem Leser einen weitgehenden Überblick über den Fortschritt im Bauingenieurwesen zu bieten.

In diesem Bestreben bin ich mit Herr Professor Mehmel einig, der wie bisher an der Herausgabe der Zeitschrift mitwirkt. Beide Herausgeber werden Anregungen aus dem Leserkreis jederzeit dankbar begrüßen und sachliche Kritik als fördernden Beitrag ihrer Bestrebungen werten.

K. SATTLER

Zehn Jahre Entwicklung des Stahlbetonbaues in Deutschland*

Von Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Walter Nakonz, Düsseldorf

DK 666.982 : 693.55 (43) „71“

Es ist noch gar nicht so lange her, da wurde der Aushub auf den Hoch- und Industriebaustellen vorwiegend mit der Hand getätigt, wobei Schwenkkrane, Baugrubenaufzüge und später Förderbänder zum Überwinden von Höhenunterschieden dienten. Hier in Berlin brauche ich nur an die Akkordschachter zu erinnern, die in Kolonnen den Aushub von Baugruben, Kanälen oder dergleichen übernahmen und zuverlässig und preiswert durchführten. Heute wird selbst bei den kleinsten Baustellen ein Bagger oder eine Raupe angesetzt. Mit Hand und Schaufel wird nur noch beim Nachputzen von Bankettgräben, Einzelfundamenten und Böschungen gearbeitet. Die menschliche Arbeitskraft ist Mangelware geworden, begreiflicherweise zuerst dort, wo die Verrichtung der Arbeit besondere körperliche Anstrengungen erfordert. Der Einsatz der Maschine hat für den Unternehmer u. a. den Vorteil, daß wegen des geringeren Lohnanteiles an den Kosten diese zuverlässiger vorausberechnet werden können. Im Jahre 1950 besaß das Bauhauptgewerbe insgesamt etwa 2180 Bagger jeder Art, im Jahre 1956 dagegen 7480 Stück, also eine Steigerung auf das 3,5fache. In diesen Zahlen sind auch alle Tiefbauten mit erfaßt, wobei anzunehmen ist, daß die Steigerung im Hoch- und Industriebau größer als im Tiefbau gewesen ist. Interessant ist dagegen, festzustellen, wie sich in dem gleichen Zeitraum die Zahl der Muldenkipper verringert hat, auch wieder im Erdbau und Betonbau zusammen. Im Jahre 1950 verfügte das Bauhauptgewerbe über rund 113 000 Stück Muldenkipper, im Jahre 1956 dagegen nur noch über 86 000 Stück, also eine Verringerung auf das 0,76fache. Eingesetzt aber waren von diesen 86 000 Stück Muldenkippern im Jahre 1956 nur etwa rund 30 000 Stück, also rund $\frac{1}{4}$ der im Jahre 1950 verfügbaren Zahlen. Man kann also feststellen, daß der gleislose Erdbetrieb, der sich auch in Deutschland mehr und mehr eingebürgert hat, bei der Beseitigung der Muldenkipper ganze Arbeit gemacht hat. Weiter zeigen diese Zahlen aber auch, wie schnell Maschinen und Geräte veralten und welche großen Werte hierbei verlorengehen können.

Wir kommen vom Aushub zum Beton und stellen fest, daß die Entwicklung im Sinne einer Mechanisierung und Rationalisierung hier ebenso stürmisch vor sich gegangen ist. Bei großen Baustellen hatten wir schon seit Jahrzehnten ausgezeichnete Abmeßvorrichtungen für Zuschlagstoffe, die teilweise automatisch zuteilten, auf jeden Fall aber genügend genau und wirtschaftlich arbeiteten. Auf der großen Masse der kleineren und mittleren Baustellen wurde aber in Schubkarren oder Muldenkippern abgemessen. Das hat weitgehend aufgehört. Unsere Unternehmer haben sich darauf eingerichtet, die Zuschlagstoffe in Silos zu lagern und unter diesen abzuwiegen oder unmittelbar von den Vorratshäufen aus ein Meßgefäß zu füllen, das über dem Aufzugskasten der Mischmaschine in seiner Tiefstellung angeordnet und im allgemeinen etwas in die Erde versenkt wird. Das Meßgerät ist mit einer Waage gekoppelt, so daß auch hier nach Gewicht und nicht nach Raummaß beigegeben wird. Die gewichtsmäßige Zuteilung hat sich fast überall durchgesetzt.

Zement wird heute im allgemeinen lose angeliefert. Nur auf kleinsten Baustellen oder bei sonst geringem Bedarf trifft man ihn noch in Papiertüten an. Da die eisernen Zementsilos, die man heute auf allen Baustellen sieht, nur beschränkte Speichermöglichkeiten haben, muß ankommender Zement schnell verarbeitet werden. Die vorgeschriebenen Zementprüfungen werden hierbei stark entwertet, wenn der Zement in rascher Folge durch verschiedene Werke angeliefert wird. Die Verarbeitung von losem Zement ist nicht nur wirtschaftlicher, sondern auch hygienischer. Die Bildung von Zementstaub ist stark eingeschränkt.

An den Mischmaschinen und an dem Mischvorgang hat sich nicht viel geändert. Die Genauigkeit der Wassermenge ist durch eingebaute Wasseruhren erhöht worden. Die Vorrichtungen zum Steuern des Mischvorganges sind vervollkommen worden, um die Arbeit des Bedienungsmanne zu erleichtern und von Zufällen unabhängiger zu machen. Dann und wann trifft man auch bereits die Knopfsteuerung bei der ein Mann mittels Druckknöpfen sämtliche Arbeitsvorgänge, wie Abmessen, Wiegen, Beschicken, Mischen, Entleeren, zentral steuert. Ein bekanntes Beispiel für große Baustellen ist der amerikanische Johnson-Turm, dessen Mischer unabhängig von ihrer Anzahl mit den darüber angeordneten Silos von einem Mann zentral bedient werden kann.

Der Baustellentransport des fertig gemischten Betons von der Mischmaschine zur Einbaustelle hat wesentlich Verbesserungen erfahren. Im Längstransport sind an die Stelle von Schubkarren und Muldenkippern luftbereifte gleislose Zweiradkarren getreten. Für den Höhentransport haben die Turmdrehkrane eine ungewöhnliche Verbreitung gefunden. Sie sind gegen früher dadurch verbessert worden, daß ihr Aufbau und Abbau heute annähernd in ebensoviel Stunden wie früher Tagen durchgeführt werden und daß ihr Gewicht stark verringert worden ist, daher „Leichtbaukrane“. Sie sind das „Mädchen für alles“ auf unseren Baustellen geworden. Sie fördern jeden Gegenstand, gleichgültig ob es Holz, Eisen, ein Betonkübel, Ziegelsteine, ein Betonfertigteil oder dergleichen sind, unmittelbar zur Einbaustelle und sparen dadurch Lohn. Früher wurden Turmdrehkrane nur auf großen Baustellen eingesetzt. Heute erkennt man kleinere und kleinste Baustellen schon von weitem an ihrem Leichtbaukran. Im Jahre 1950 besaß das Bauhauptgewerbe rund 650 Turmdrehkrane, im Jahre 1956 dagegen 5600 Stück, das ist die 8,7fache Zahl. Daß diese Steigerung ganz ungewöhnlich ist, erkennt man daran, daß sich in dem gleichen Zeitraum die Zahl der Mischmaschinen nur auf das 2,2fache erhöht hat, nämlich von rund 42 700 Stück im Jahre 1950 auf rund 92 900 Stück im Jahre 1956.

Die Förderung des Betons in geschlossenen Rohrleitungen von der Mischmaschine zur Einbaustelle ist weiter entwickelt worden. Betonpumpen sind seit Jahrzehnten bekannt. Eine bessere Betontechnologie, die Verwendung von Zusatzmitteln, haben es ermöglicht, den Wasserzusatz gegenüber früher nicht unerheblich zu verringern und Betonpumpen auch bei einer verlangten Bauwerksfestigkeit von B 225 und B 300 einzusetzen. Neben die Betonpumpen, bei denen der Kolben einer Pumpe den Beton fördert, sind seit wenigen Jahren die Betondruckluftförderer getreten, bei denen der Beton durch Druckluftstöße bewirkt wird. Es ist gelungen, diese Maschine so zu entwickeln, daß bei aufmerksamer Bedienung der Beton am Ende der Rohrleitung wohl stoßweise, aber in ununterbrochenem Fluß austritt. Durch die Einführung der Betondruckluftförderung hat die Rohrförderung von Beton eine beträchtliche Zunahme erfahren.

Der Beton wird heute überall, selbst auf kleineren und kleinsten Hochbaustellen, durch Rüttler verarbeitet bzw. verdichtet. Die zur Zeit gültigen Vorschriften sehen in erster Linie noch ein Stochern des Betons vor. Es kann wohl damit gerechnet werden, daß bei der Neubearbeitung der Bestimmungen Rüttler zwingend vorgeschrieben werden. Auf die bekannten Vorteile des Rüttelns gegenüber dem früher üblichen Stochern und Stampfen braucht hier nicht näher eingegangen zu werden. Nur auf eins sei aufmerksam gemacht: Die körperliche Anstrengung beim Rütteln ist annähernd gleich, ob der Beton steif oder weich angesetzt wird. Beim Stochern ist es anders: Je weicher und flüssiger der Beton, desto geringer ist die Arbeit. Deshalb

* Nach einem Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 24. 9. 1957.

es beim Rütteln viel einfacher, das einmal festgelegte Ausbreitmaß einzuhalten, als beim Stochern, wo die Männer an der Einbaustelle immer geneigt sein werden, aus Bequemlichkeit auf einen reichlichen Wasserzusatz zu dringen.

Die verstärkte Mechanisierung bei der Herstellung und Verarbeitung des Betons auf unseren Baustellen hat beträchtliche Lohn einsparungen zur Folge gehabt. Die Betonkolonnen sind kleiner geworden, sie sind auf die Hälfte und noch mehr zusammengeschrumpft. Wenn wir früher bei irgend einem Industriebau, zum Beispiel bei dem Beton einer Decke, mit vielleicht 4 Lohnstunden je cbm Beton rechneten, können wir heute etwa die Hälfte hierfür einsetzen und müssen auch hiemit auskommen. Der wirtschaftliche Erfolg ist hier augenfällig.

Nicht so groß und offensichtlich ist er bei den Schararbeiten. Auch hier hat die Entwicklung der letzten 10 Jahre manche Rationalisierungserfolge gebracht, die im wesentlichen der Einführung der eisernen Schalungsträger und der vermehrten Anwendung von Schalungstafeln zu verdanken sind. Der Verbrauch an Schal- und Rüstholz ist wesentlich zurückgegangen. Das wird aber zum großen Teil wieder dadurch ausgeglichen, daß Holz eine ungewöhnliche Preiserhöhung erfahren hat. Bei dem Lohnstundenaufwand habe ich nicht den Eindruck, daß er heute trotz Schalungsträgern und trotz Schalltafeln nennenswert geringer ist, als früher. Man wird richtig bekümmert, wenn man Schallkord von heute mit solchen vor etwa 40—50 Jahren vergleicht. Ein weiteres kommt hinzu: Die Unsicherheit bei der Vorausberechnung der erforderlichen Lohnstunden. Es ist durchaus nicht ungewöhnlich, daß bei der gleichen Arbeit eine Akkordkolonne gut verdient, eine zweite dagegen nicht auskommt. Ein oder zwei besonders gute energische und intelligente Zimmerer können eine ganze Kolonne mit sich reißen, einige saumselige und uninteressierte Einschaler können das gesamte Leistungsniveau sehr schnell sinken lassen. Es ist daher nicht verwunderlich, daß in den Preisberechnungen die Kosten für die Schararbeiten besondere Risiken in sich bergen und, da die Unternehmer fast immer gezwungen sind, eher zu billig als zu teuer zu kalkulieren, wird sehr oft gerade bei den Schararbeiten Geld zugesetzt.

Das Biegen und Verlegen der Stahleinlagen sind ebenso wie das Einschalen weitgehend Handarbeit. Der Zwang, möglichst auch hier Lohnarbeit zu sparen, hat der Verwendung von Baustahlgewebe, namentlich im Wohnungsbau, einen kräftigen Auftrieb gegeben. Auch der Fortfall der Endhaken bei Querrippenstählen fällt ins Gewicht.

In der Entwicklung unserer Baustelleneinrichtungen und unserer Baumaschinen bedeuteten die Kriegsjahre naturgemäß einen Stillstand, die anschließenden Jahre, etwa bis zur Währungsreform einen ausgesprochenen Rückschlag.

Die amerikanischen Truppen und die englischen Truppen, die damals das Bundesgebiet besetzten, waren mit Baumaschinen jeder Art vorzüglich und reichlich ausgestattet. Dieses moderne Gerät lernten wir jetzt aus nächster Nähe kennen, und wir mußten feststellen, daß unsere alten und ausgeleierte Maschinen hoffnungslos unterlegen waren. Etwa vom Jahre 1950 an hatten wir die Möglichkeit, unsere Geräteparks durchgreifend zu erneuern. Das Steigen der Löhne zwang uns, die Handarbeit so weit als möglich durch die Maschinenarbeit zu ersetzen. Heute kann die Deutsche Bauindustrie mit Genugtuung feststellen, daß sie weitgehend und mit Erfolg ihre Betriebe rationalisiert hat und daß sie heute, soweit es den Lohnstundenaufwand angeht, billiger produziert als früher. Wenn trotzdem die Baukosten gestiegen sind, dann sind die Ursachen nicht bei uns zu suchen.

Die Frage liegt nahe, wie hoch der wirtschaftliche Erfolg ist, den die Rationalisierung unserer Baubetriebe gebracht hat. Eine ungefähre Beantwortung kann gewonnen werden, wenn man für die einzelnen Jahre feststellt, wel-

cher Jahresumsatz auf einen Arbeiter entfällt, und wenn man diese Zahlen miteinander vergleicht. Selbstverständlich muß die Steigerung des Bauindex hierbei berücksichtigt werden. Aus den „Zahlen für die Bauwirtschaft“ des Statistischen Bundesamtes Wiesbaden ergibt sich hierbei für die Zeit von 1950 bis 1956 eine Steigerung um 43 %, das heißt ein Bauarbeiter erbringt heute, dank der Rationalisierung der Betriebe, unter Berücksichtigung des Bauindex, eine um 43 % höhere Leistung als vor 6 Jahren. In der gleichen Zeit hat sich allerdings der Bruttoverdienst eines Bauarbeiters im Durchschnitt um 53 % erhöht. Die Löhne sind also verhältnismäßig stärker gestiegen als der auf einen Arbeiter entfallende Jahresumsatz.

Trotz geringeren Lohnstundenaufwandes ist die Qualität des Betons besser geworden. Wir arbeiten heute mit höheren Festigkeiten und erzielen ansprechendere Sichtflächen. Die Gefahr irgendwelcher Ausreißer nach unten oder irgendwelcher Fehler ist geringer geworden. Die höhere Festigkeit wird durch bessere Aufbereitung der Zuschlagstoffe, durch geringeren Wasserzusatz, gegebenenfalls unter Verwendung von Zusatzmitteln, und durch Rütteln erreicht. Die wohl bei allen größeren Baustellen eingeführte gewichtsmäßige Zuteilung der Zuschlagstoffe hat die Zusammensetzung des Mischgutes weitgehend von der Sorgfalt der Arbeiter unabhängig gemacht. In den Auffassungen über die Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe haben sich gewisse Wandlungen vollzogen. Wir wissen, daß die in den Bestimmungen enthaltenen Kurven der Kornzusammensetzung nicht immer die günstigsten Ergebnisse liefern. Ausfallkörnungen können gleichwertige, manchmal auch bessere Festigkeiten ergeben oder einen geringeren Rüttelaufwand erfordern. In Frankreich zum Beispiel sind für Betonfahrbahnen von Straßen und Flugplätzen Ausfallkörnungen vorgeschrieben. Man will mit ihnen höhere Biegezugfestigkeiten erreichen. Bei der Herstellung hochwertiger Betons sind Ausfallkörnungen oft rüttelwilliger als gleichwertige Mischungen mit stetigem Kornaufbau.

Die DIN 1045 sieht folgende Güteklassen des Betons vor:

B 120, B 160, B 225, B 300.

Sie bestimmt: „Beton B 120 darf nur bei kleinen Ausführungen mit einfachen statisch bestimmten Bauteilen, also zum Beispiel nicht bei kreuzweise bewehrten Platten verwendet werden.“ Und weiter „Beton B 160 und B 225 kommen für die große Masse der Stahlbetonbauten im Hoch- und Tiefbau in Frage.“ Und schließlich „Beton B 300 kommt nur in besonderen Fällen in Frage.“ Die Abstufungen und Anwendungsgebiete der Festigkeiten waren damals, als diese Bestimmungen geschaffen wurden, in zahlreichen Sitzungen und Verhandlungen sorgfältig abgewogen worden. Heute könnte die Skala anders aussehen. B 120 könnte ausscheiden. So schlecht kann ein Beton heute gar nicht mehr gemacht werden. B 160 hat im Wohnungsbau Bedeutung. Aber für die große Masse der Stahlbetonbauten werden heute Betone der Güteklassen B 225 und B 300 hergestellt. Ihre Festigkeiten werden mit den üblichen Zementmarken der Güteklasse Z 225 und Z 325 ohne Schwierigkeiten und vor allem auch zuverlässig erreicht. Einen Beton der Güteklasse B 450 kennen die DIN 1045 noch nicht. Es wurde damals nicht für möglich bzw. angängig erachtet, einen derart hochwertigen Beton als Ortsbeton zuzulassen. Erst die DIN 4225 führten die Güteklassen B 450 und B 600 für die Fertigbauteile ein. Es folgten hiermit kurz darauf im Jahre 1953 die Spannbetonvorschriften DIN 4227. Inzwischen sind eine große Zahl von Brücken und anderen hochwertigen Konstruktionen mit bestem Erfolge aus B 450 hergestellt worden, so daß im Jahre 1955 die Neufassung der DIN 1075 „Massive Brücken“ gleichfalls die Güteklassen B 450 und B 600 benannte. Bei Fertigteilen bereitet uns ein B 600 heute keine Schwierigkeiten mehr.

In Deutschland standen viele Architekten dem Stahlbeton lange Zeit zurückhaltend gegenüber. Sie erkannten

durchaus seine Vorteile in konstruktiver Beziehung, aber sie schätzten ihn nicht in den Ansichtsflächen ihrer Gebäude. Fast alle Stahlbetonbauwerke, die irgendwie repräsentativ wirken sollten, wurden mit Klinkern oder Natursteinen verkleidet. In Frankreich, in Italien, später auch in südamerikanischen Ländern war die Einstellung eine andere. Hier wurde der Beton schon frühzeitig, auch in der äußeren Formgebung, als neues wertvolles Bauelement begrüßt. Der Vorteil, einem Stahlbetonbauteil jede und sei es auch die unmöglichste Gestalt geben zu können, reizte viele Architekten und Bauherren, die konventionellen Wege zu verlassen und für Stahlbetonbauwerke einen eigenen Stil zu suchen. Heute sind wir auch in Deutschland so weit. Der Wiederaufbau unserer Städte hat im Bundesgebiet und in Berlin zahlreiche bemerkenswerte Bauten entstehen lassen, bei denen im Innern und Äußeren des Gebäudes der Stahlbeton unverkleidet gelassen ist, und bei denen die Architektur weitgehend auf die Stahlbetonkonstruktion abgestellt ist. Eine Voraussetzung hierfür ist allerdings, daß der Beton einwandfreie Sichtflächen hat. Früher kannte man nur die steinmetzmäßige Bearbeitung, wenn man die schalungsrauen Flächen nicht zeigen wollte. Inzwischen haben wir gelernt, guten Sichtbeton herzustellen. Der Beton bleibt so, wie er aus der Schalung kommt. Nur muß diese für das gewünschte Aussehen entsprechend vorbereitet und die Verarbeitung des Betons muß ganz besonders sorgfältig sein. Ich möchte hier nicht auf Einzelheiten eingehen, sondern nur noch zusammenfassen, daß uns das letzte Jahrzehnt wesentliche Fortschritte in der Qualität des Betons gebracht hat, nicht nur was seine Festigkeit, sondern auch was seine äußere Erscheinung, seine Sichtflächen, anbelangt. Mit Letzterem haben wir den Architekten die Möglichkeit an Hand gegeben, den Beton als gleichwertiges Bauelement neben Klinkern und Natursteinen in den Fassaden zu verwenden.

Eine besondere Entwicklung hat der Spannbeton zur Folge gehabt. Spannbetonbauten wurden bereits vor dem letzten Kriege ausgeführt. Aber erst die Spannbetonvorschriften, die DIN 4227, die im Jahre 1953 endgültig herausgegeben wurden, schufen die Voraussetzung für eine schnelle und weitgehende Verbreitung dieser Bauweise. Der Übergang von der schlaffen zur vorgespannten Bewehrung stellt fraglos den größten Fortschritt dar, den der Stahlbeton im Laufe seiner späteren Entwicklung gemacht hat. Auf die Möglichkeiten und die Vorteile, die eine Vorspannung der Eiseneinlagen mit sich bringen könnte, hatte bereits Koenen im Jahre 1907 hingewiesen. Die praktische Durchführung scheiterte aber daran, daß die Wirkung der Vorspannung durch den Spannungsabfall infolge des Schwindens und des damals noch nicht erkannten Kriechens bei den früheren niedrigen Eisenbeanspruchungen wieder aufgehoben wurde. Die Vorspannung bekam erst einen Sinn, als hochwertige Stähle zur Verfügung standen, die so hoch beansprucht werden konnten, daß Spannungsabfälle der Stahleinlagen von 800—1500 kg/cm² ertragen werden konnten. Nach langjähriger Entwicklungsarbeit stehen diese Stähle heute in großer Mannigfaltigkeit zur Verfügung.

Mit ihrer Endverankerung haben sich, angefangen mit Freyssinet, viele der besten Konstrukteure beschäftigt. Wir haben heute in Deutschland über ein Dutzend verschiedener Endverankerungen, die in der Mehrzahl von Firmen erdacht worden sind. Es würde sicher kein Nachteil sein, wenn hier noch eine gewisse Auslese zu einer Verringerung der zu großen Anzahl von verschiedenen Spannsystemen führen würde. Auf der anderen Seite kann aber mit Genugtuung festgestellt werden, daß der Wettbewerb unter den Firmen den Gedanken der Vorspannung in Deutschland weitgehend gefördert hat. Hier zeigt sich klar, wie weit gerade unsere großen Firmen Träger einer fortschrittlichen Entwicklung sind, und welche volkswirtschaftliche Bedeutung ihre Konstruktionsbüros haben.

Der Spannbeton hat inzwischen wohl auf allen Gebieten des Stahlbetons Eingang gefunden. Am augen-

fälligsten ist sein Einfluß auf den Brückenbau, und zwar bei den Balkenbrücken gewesen. Die weitest gespannte Straßenbrücke mit schlaffer Bewehrung in Deutschland war die im Jahre 1934 gebaute Saalebrücke bei Bernburg mit rund 62 m Spannweite. Demgegenüber weist die im freien Vorbau aus Spannbeton errichtete Moselbrücke bei Koblenz rund 123 m größte Spannweite auf. Die weitest gespannte Balkenbrücke für die Eisenbahn mit schlaffer Bewehrung war eine im Jahre 1934 erbaute Brücke in Mainz-Süd mit 19,20 m größter Spannweite. Zur Zeit baut die Bundesbahn eine Spannbetonbrücke über die kleine Paar bei Rain am Lech als einfachen Balken mit 37 m Stützweite. Das Höchstmaß an Spannweiten ist mit diesen Zahlen bestimmt noch nicht erreicht. Die Konstruktionshöhe wird bei Spannbetonbrücken niedriger. Man kommt beinahe mit den halben Werten gegenüber denen bei schlaff bewehrten Brücken aus. Im Wettbewerb mit der Stahlbauweise sind bei Balkenbrücken Spannweite und Konstruktionshöhe heute nur noch in seltenen Fällen ein Hindernis. Bezüglich der Kosten gilt auch hier der bewährte Grundsatz, daß, wenn eine Ausführung in Stahlbeton überhaupt in Frage kommt, dieselbe im allgemeinen die wirtschaftlichste Lösung darstellt.

Eine ähnliche Entwicklung wie im Brückenbau ist bei allen weit gespannten Konstruktionen im Hochbau und Industriebau zu verzeichnen. Auch hier hat der Spannbeton weitgehend Eingang gefunden. Einzelheiten brauche ich nicht anzuführen. Ebenso möchte ich es mir versagen, alle die anderen Gebiete, wie Behälterbau usw., zu erwähnen, deren konstruktive Gestaltung von dem Spannbeton maßgebend beeinflusst worden ist. Nur seine Bedeutung für die Fertigbauweise soll kurz gestreift werden.

Betonfertigteile sind keine Erfindung neuesten Datums. Sie sind in den letzten Jahrzehnten bei den verschiedensten Gelegenheiten ausgeführt worden. Ich meine hiermit keine Betonwaren wie Platten, Bordsteine, Rohre, Rampaufbauten usw., obwohl auch bei ihnen der Spannbeton, z. B. bei den Rohren, Betonpfählen, Eingang gefunden hat. Ich möchte mich auf die eigentlichen Fertigteile beschränken, die fabrikmäßig oder auf der Baustelle hergestellt werden und dann tragender Teil eines Bauwerkes werden sollen. Die Vorspannung gibt uns die Möglichkeit, Fertigteile untereinander oder mit Ortbeton durch Überdrückung der Zugzone so zu verbinden, daß die Arbeitsfuge keine geschwächte Stelle bleibt, sondern auch dort die volle Tragkraft eines monolithischen Baukörpers vorhanden ist. Solange wir mit schlaffer Bewehrung arbeiten, sind wir gezwungen, die Fugen zwischen Fertigteilen untereinander oder zwischen diesen und Ortbeton oder zwischen Ortbeton und Ortbeton an Stellen zu legen, wo möglichst keine Zugspannungen auftreten. In dieser Beziehung sind wir jetzt freizügiger. Wir können die Fugen hinlegen, wo wir wollen, gleichgültig ob dort starke Biegemomente auftreten oder nicht, wenn wir nur auftretende Zugspannungen durch Vorspannung der Stahleinlagen ausreichend überdrücken. In diesem Zusammenhang sei auf den freien Vorbau von Brücken verwiesen in der Form, wie er von der Firma Dyckerhoff & Widmann KG. entwickelt worden ist. Ein besonderer Vorzug der Stahlbetonbauweise ist und bleibt ihr monolithischer Charakter. Er wird bei Einsatz der Vorspannung gewahrt, auch wenn das Bauwerk ganz oder zum Teil an beliebiger Stelle in Fertigbauweise ausgeführt wird.

Die Frage liegt nahe, mit welchen weiteren Fortschritten wir in Zukunft rechnen können. Unsere älteste und verbreitetste Bauweise, die in Stein, läßt in Ausführung und Technik keine nennenswerte Entwicklung mehr erwarten, wenn selbstverständlich auch die architektonische Gestaltung immer wieder neue Formen und Nuancen herausbringen wird. Das gleiche gilt für die Holzbauweise. Anders verhält es sich mit unseren beiden jüngsten Bauweisen: Stahl und Stahlbeton. Bei beiden ist das Ende der Entwicklung noch nicht erreicht. Der Stahlbeton ist heute

tau 70—80 Jahre alt. In dieser Zeitspanne reift eine Bauweise, die auf allen Gebieten des Bauschaffens Eingang gefunden hat, nicht aus. Die mangelnde Zugfestigkeit des Betons macht uns heute keinen Kummer mehr, nachdem wir die Vorspannung beherrschen. Vielleicht beschert uns die Zementindustrie eines Tages einen Zement, dessen Schwindmaß wesentlich kleiner ist oder durch Zusätze oder eine Spezialbehandlung nennenswert herabgesetzt werden kann, oder einen Quellszement, dessen Quellmaß wir vorzuberechnen und regeln können. Vielleicht gelingt es, einen Konstruktionsbeton B 450, B 600 mit einem spezifischen Gewicht von etwa 1,5—1,7 zu entwickeln an Stelle des heutigen $\gamma = 2,4$ bis 2,5.

Bei der zukünftigen Entwicklung werden unsere Stahlbetonvorschriften eine wichtige Rolle spielen, auch für die Deutsche Bautätigkeit im Auslande.

In den Jahren nach dem letzten Kriege sind durch die ungeheure Entwicklung der Flugzeugindustrie die Länder einander sehr viel näher gerückt. Der deutsche Bauunternehmer hat auch im Auslande wieder nennenswerte Aufträge übernehmen können. Die Beteiligung an internationalen Ausschreibungen zeigt laufend, wie weit wir konkurrenzfähig sind. Erfreulicherweise sind wir dies wieder, soweit keine politischen Gründe entscheiden, und soweit die ausländischen Firmen keine besonderen Exportbeihilfen oder langfristige Darlehen erhalten, denen wir nichts Gleichwertiges entgegenhalten können. Aber wir sehen, daß der Wettbewerb im Auslande heute sehr schwer geworden ist, und daß die Bauwirtschaft anderer Länder ebenfalls sehr viel leistet. Dies gilt auch für den Stahlbetonbau. Es ist wichtig, sich hieran zu erinnern, wenn wir jetzt vor der Notwendigkeit stehen, unsere Stahlbetonvorschriften zu überarbeiten. Unsere Vorschriften werden in vielen industriell weniger entwickelten Ländern anerkannt, und sie sollten daher so gefaßt werden, daß sie nicht ungünstiger sind als die Vorschriften anderer Länder und daß sie unseren Konstrukteuren weitgehend freie Hand lassen, die Stahlbetonbauweise auf ihrem hohen Leistungsstand zu erhalten bzw. fortzuentwickeln und die Eigenschaften des Stahlbetons in wirtschaftlichster Weise auszunutzen.

Prof. Dr.-Ing. Rüschi hatte in seinem Vortrage auf der 10-Jahrfeier des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton am 1. Juli ds. Js. in Berlin den Gedanken ausgesprochen, daß unsere Stahlbetonvorschriften aus Gründen der Baupolizei mittlere oder durchschnittliche Leistungen der Unternehmer voraussetzen, daß aber Qualitätsleistungen zu wenig belohnt werden. Er hatte darauf hingewiesen, daß z. B. in Schweden eine Klassierung der Unternehmer nach Leistung, Ausrüstung, Zuverlässigkeit stattfindet, und daß z. B. die Unternehmer der ersten Klasse bei ihren Entwürfen mit günstigeren Sicherheitsgraden bzw. mit höheren Spannungen rechnen dürfen, als die der unteren Klassen. In Belgien sind die Unternehmer in Klassen und in Gruppen eingeteilt. Die Klasse hängt von der Bausumme ab, für die die finanziellen Möglichkeiten der Unternehmung ausreichend erscheinen, die Gruppe richtet sich nach der Natur der Arbeiten, denen die Unternehmung nach ihrem Aufbau und ihrem Gerätepark gewachsen ist. Jede Unternehmung kann nur einer Klasse, aber mehreren Gruppen angehören. Die Klassifikationen werden durch das zuständige Ministerium zusammen mit der „Fédération“ der Unternehmer ausgesprochen. In Frankreich gibt es ähnliche Klassierungen. Bei den Unternehmungen, die für Stahlbetonarbeiten qualifiziert sind, werden drei Gruppen unterschieden:

Unternehmen für außergewöhnliche Arbeiten (Entreprise de travaux exceptionnels de béton armé), also für besonders schwierige Ausführungen.

Spezialunternehmen (Entreprise spécialiste de travaux en béton armé),

Unternehmen für die laufenden einfachen Stahlbetonarbeiten (Entreprise de travaux courants de bétons armé).

Wie weit etwas ähnliches für Deutschland sinnvoll sein könnte, wäre vielleicht einmal zu untersuchen. Unsere Deutschen Vorschriften hatten bekanntlich einen anderen Weg eingeschlagen: Die zulässigen Spannungen hängen von der Betongüte ab. Die höheren Betongüten soll aber nicht jeder Unternehmer ausführen bzw. für sich in Anspruch nehmen dürfen. So darf die baupolizeiliche Genehmigung für die Ausführung von B 300 nur an „bewährte“ Unternehmer erteilt werden, die auch durch die Erfahrung und Leistung der entwerfenden und ausführenden Ingenieure Gewähr dafür bieten, daß sie derart hochbeanspruchte Stahlbetonbauten einwandfrei auszuführen vermögen. Diese Fassung ist zu allgemein, und ich glaube, daß ein Baupolizeiamt nur schwer in der Lage wäre, mit Berufung hierauf einen Unternehmer von einer Arbeit fernzuhalten, der er nicht gewachsen ist. In dieser Richtung sollten die neuen Vorschriften ausgebaut werden. So könnte ich mir z. B. vorstellen, daß die Betongüten in drei Klassen eingeteilt werden:

B 120, B 160

für die große Masse der Wohnungs- und Hochbauten, keine Einschränkung bezüglich der Auswahl der Unternehmer, möglichst keine oder stark eingeschränkte Baukontrolle,

B 225, B 300

für die große Masse der Stahlbetonbauten, sorgfältig abgefaßte Ansprüche, die an den Unternehmer, sein Personal, sein Gerät, seine Erfahrungen und seine Zuverlässigkeit zu stellen sind,

Vorschriften für die Baukontrolle,

B 450, B 600

für schwierige Konstruktionen und besondere Fälle, verschärfte Vorschriften für die Auswahl des Unternehmers und für die Baukontrolle.

Bei der Ausführung von hochwertigen Stahlbetonbauten, die in die beiden oberen Klassen fallen würden, wäre allgemein folgendes zu beachten:

Die Unternehmung muß nach ihrem ganzen Aufbau, ihrem Personal und ihrem Gerät befähigt und in der Lage sein, hochwertigen Beton in gleichmäßiger Qualität herzustellen. Sie muß Konstrukteure haben, die das Tragwerk des Bauwerkes und die Komponenten seiner Standfestigkeit zuverlässig übersehen und beurteilen können. Sie muß auf der Baustelle über bewährte Praktiker, insbesondere Facharbeiter und Poliere mit guter Schulung und jahrelanger Erfahrung verfügen, die in jeder Weise zuverlässig sind und sich auch bei Schwierigkeiten und Zwischenfällen zu helfen wissen. Erforderlich ist weiter ein anerkannter Betoningenieur, der, mit gutem Prüfgerät ausgestattet, die Eignungsprüfungen durchgeföhrt, die Auswahl der Baustoffe überwacht und zusätzlich zu dem notwendigen Baustellenpersonal an wichtigen Betoniertagen auf der Baustelle anwesend ist und auch die Güteprüfungen durchföhrt. An seine Fähigkeiten und Erfahrungen sind besonders hohe Anforderungen zu stellen. Er soll, losgelöst von aller sonstigen Verantwortung, der unabhängige Berater und das Gewissen der Bauleiter auf den Betonbaustellen sein. Die Ergebnisse der Eignungsprüfung sind peinlichst zu beachten. Zement, Zuschläge und Bewehrungsstahl sind auf die Einhaltung der geforderten und vereinbarten Eigenschaften laufend zu prüfen. Güteprüfungen des Betons sind in ausreichender Menge vorzusehen. Es ist dafür zu sorgen, daß der Beton der Probewürfel in seiner Herstellung, Behandlung und Nachbehandlung vollkommen dem Beton des Bauwerkes entspricht. Zur Beurteilung der Bauwerksfestigkeit sind nicht nur die durchschnittlichen Festigkeitswerte der Probewürfel heranzuziehen, sondern auch die Größe ihrer Streuung ist zu beachten. Was nützt ein hoher Durchschnittswert, wenn starke Ausreißer nach unten vorhanden sind? Herstellung und Verarbeitung des Betons müssen so eingerichtet sein, daß ein Beton in gleichmäßiger Güte entsteht und die Herstellung selbst kleinster Betonmengen in minderer Qualität ausgeschlossen ist.

Es wird nicht einfach sein, diese Wünsche so in Vorschriften zu fassen, daß Meinungsverschiedenheiten, ob ein Unternehmer für eine Arbeit in Frage kommt oder nicht, ausgeschieden werden. Ich glaube aber, daß es lohnt, in dieser Beziehung eine Lösung herbeizuführen. Es muß erreicht werden, daß nur solche Unternehmer an schwierige Bauaufgaben herangehen bzw. herangelassen werden, die ihnen auch wirklich gewachsen sind. Dann soll aber diesen Unternehmungen und Konstrukteuren auch möglichste Freiheit bei der Entwurfsbearbeitung eingeräumt werden.

Ich glaube, es besteht in der Fachwelt Einigkeit, daß unsere bisherigen Stahlbetonvorschriften gut gewesen sind.

Daß sie heute in vielen Punkten überholt sind und eine Überarbeitung bedürfen, ist ganz natürlich. Ich bin überzeugt, daß die neuen Vorschriften, wenn sie einmal hoffentlich in nicht zu ferner Zeit — vorliegen werden, gleicher Weise ein vortreffliches Rüstzeug für unsere Konstrukteure und Praktiker darstellen werden. Dies, zusammen mit dem Ideenreichtum und dem Schwung unserer Konstrukteure und Praktiker, bekräftigt mich in meiner Überzeugung — und das ist jetzt meine Prognose für die zukünftige Entwicklung des Stahlbetons —, daß diese noch nicht abgeschlossen ist, und daß uns um die Zukunft unserer Bauweise nicht bange zu sein braucht.

Temperaturschäden im Beton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung*

Von Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. B. Hampe, Bad Godesberg

DK 666.97 : 620.193.21

Die Ursachen der Temperaturschäden

Abb. 1 stellt die Ansicht eines Brückenpfeilers auf einer verbreiterten Grundplatte dar. Die Grundplatte möge bereits vor 6 Wochen betoniert, ausgeschalt und eingeschüttet worden sein. Sie hat daher bereits die Temperatur des umgebenden Erdreichs, also im Sommer etwa $+12^{\circ}\text{C}$ angenommen. An einem sehr heißen Tage wird dann der Pfeiler mit einer Anfangstemperatur des Mischgutes von etwa $+27^{\circ}\text{C}$ aufbetoniert. Derartige Temperaturen sind wiederholt gemessen worden. Bis zum Erstarren und Haften des Betons in der Arbeitsfuge steigt die Temperatur infolge der beginnenden chemischen Reaktion der Bindemittel um etwa noch weitere 5° , also auf $+32^{\circ}\text{C}$. Auf diese Weise werden die beiden Betonkörper mit einem Temperaturunterschied von 20° , also in sehr

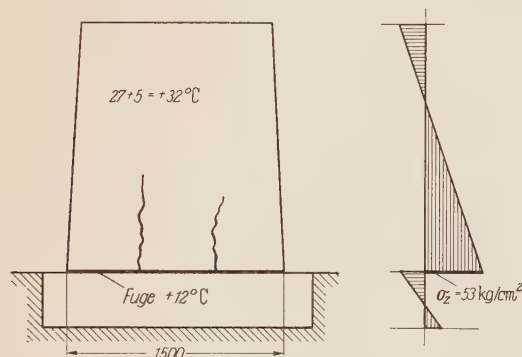


Abb. 1. Spaltrisse in Pfeilern auf Grundplatten.

verschiedenen Raumzuständen, miteinander fest verbunden. Wenn dann später im Herbst die Temperatur des Pfeilers auch auf $+12^{\circ}\text{C}$ zurückgeht, müßte er sich bei einer Länge von 15 m um $\Delta l = 15 \cdot 20 \cdot 0,00001 = 3 \text{ mm}$ verkürzen. Die Grundplatte läßt diese Kürzung jedoch nicht zu, denn sie erfährt infolge ihrer Lage keine nennenswerte Temperaturveränderung. Sie wäre jedoch allenfalls bereit, sich entsprechend ihrer größeren Breite um etwa 1 mm elastisch zusammendrücken zu lassen, so daß sich der Pfeiler nur noch um die restlichen 2 mm in der Fuge dehnen müßte. Wenn sein $E = 400\,000 \text{ kg/cm}^2$ beträgt, müßte er also eine Zugspannung $\sigma_z = \frac{400\,000 \cdot 2}{15\,000} = 53 \text{ kg/cm}^2$ aufnehmen, wenn er sich nicht bereits vorher bei Überschreitung seiner Zugfestigkeit durch einige kräftige Risse Luft gemacht hätte. Aber auch bei weniger krassen Temperaturunterschieden, z. B. von nur 10° , wären die Risse spätestens im folgenden Winter unausbleiblich, weil die Grundplatte dann vielleicht auf eine mittlere Temperatur von $+10^{\circ}\text{C}$, der Pfeiler infolge seiner freien Lage jedoch auf $\pm 0^{\circ}\text{C}$ zurückgeht, also auch wieder ein Temperaturunterschied von 20° vorhanden sein würde. Erfahrungs-

gemäß treten derartige Risse aber manchmal auch erst nach Jahren in sehr strengen Wintern auf, nur daß sie dann in der Regel irtümlich mit dem Schwinden des Betons begründet werden.

Der Verlauf der so entstehenden Risse ergibt sich ohne weiteres aus der in Abb. 1 dargestellten Spannungsverteilung. Da die Behinderung der Verkürzung in der Fuge die Wirkung einer in der Fuge angreifenden Kraft hat, müßte die unteren $\frac{2}{3}$ des Pfeilerquerschnittes auf Zug und die oberen Drittel auf Druck beansprucht werden. Infolge der Überschreitung der Zugfestigkeit reißt er lotrecht bis zu der Höhe durch, in der die Zugbeanspruchung der Festigkeit entspricht, wodurch sich selbstverständlich die Spannungsverteilung im Querschnitt entsprechend ändert und die Querschnitte verkrümmen. Bei Pfeilern geringer Breite geht es in der Regel ohne Risse ab, weil hier die Verkrümmung der Stirnflächen die Zugspannungen ausreichend vermindert. Derartige Risse gehen in ganzer Breite durch. Sie werden daher zweckmäßig als „Spaltrisse“ bezeichnet.

Die Verhältnisse des Beispiels lassen sich sinngemäß auf zahlreiche andere Fälle übertragen, bei denen man Arbeitsfugen betoniert wird. Besonders krasse Verhältnisse sind gegeben, wenn in der warmen Jahreszeit Fundamente auf Felsen oder felsartigem Baugrund betoniert werden, weil dieser keine elastische Verkürzung in der Fuge zuläßt und sich der Temperaturunterschied voll als Zugspannung auswirken muß. Die Risse sind in solchen Fällen



Abb. 2. Spaltrisse in einer auf Felsen gegründeten Schleusenmauer.

besonders zahlreich und in Abständen von 2 bis 3 m zu erwarten, wenn mit hohen Mischguttemperaturen betoniert worden ist. Abb. 2 zeigt derartige Risse in einer Schleusenmauer auf Felsen. Abweichend von dem Beispiel können

* Nach einem Vortrag des Verfassers auf dem Deutschen Betontag 1957 in Berlin.

erartige Spaltrisse auch bis oben durchgehen, wenn die Höhe des Oberbetons geringer ist, wie z. B. in den Brüstungen in Stahlbeton auf Widerlagerflügeln, wie sie Abb. 3 zeigt.



Abb. 3. Spaltrisse in Stahlbetonbrüstungen.

Aber was geschieht bei diesen Spannungsverhältnissen und unmittelbar über der Arbeitsfuge? Die Haftung in der Fuge wird bei guter Behandlung in der Regel nicht überwunden. Da die weiten Risse keilig in geringer Höhe über der Fuge auslaufen, zwingt die Haftung den Beton einer dünnen Schicht zu einer Dehnung, die er nicht mehr elastisch, sondern nur durch zahlreiche Haarrisse und Lockerung des Gefüges aufnehmen kann. Hierin aber liegt die wesentliche Ursache für das Durchfeuchten in den Arbeitsfugen, ihre erhöhte Anfälligkeit bei Frostschäden und die Tatsache, daß in betonschädlichem Wasser die Zerstörungen in den Arbeitsfugen ihren Anfang nehmen.

Man sollte aber auch beachten, daß auf diese Weise oft erhebliche Spannungen in den Beton einbetoniert werden und dadurch die statischen Nachweise und im besonderen die nachgewiesenen Schwindspannungen u. U. illusorisch werden können.

In ganz anderer Weise entstehen die Temperaturschäden, deren Ursache in der Abbindewärme der Bindemittel gesehen werden muß. Die Zusammenhänge sind hier etwas verwickelter, als die der zuvor behandelten Art.

Die Entwicklung der Abbindewärme im Beton ist die natürliche Folge der chemischen Reaktionen der Bindemittel, die zum Erstarren und Erhärten des Betons führen. Sie entwickelt sich daher auch genau so lange, wie die

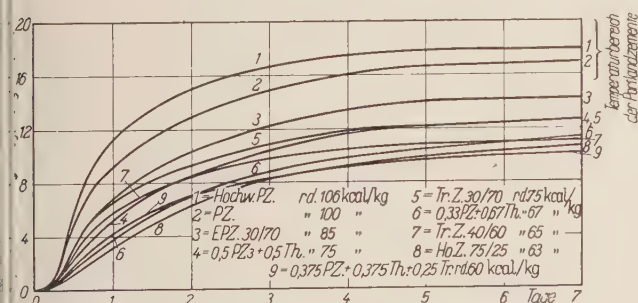


Abb. 4. Temperaturerhöhungen verschiedener Bindemittel im Massenbeton.

festigkeit des Betons noch zunimmt. Je nach Art und Menge der Bindemittel sind die Wärmemenge und der natürliche Verlauf der Wärmeentwicklung im Beton sehr verschieden. Abb. 4 zeigt die Unterschiede einiger Bindemittel. Die Wärmemenge wird jedoch in keinem praktisch vorkommenden Fall im vollen Umfange als Temperaturerhöhung wirksam, weil stets ein mehr oder weniger großer Teil der Wärme durch die Schalung und durch die freie Ober-

fläche abfließt. Die von der Abbindewärme verursachte und auf die Anfangstemperatur des Betons bezogene Temperaturerhöhung ist daher von den Abmessungen der Betonkörper, der Art der Schalung, der Temperatur der umgebenden Luft oder auch des umgebenden Wassers und schließlich auch von der Art der Nachbehandlung auf den Betonoberflächen abhängig. Von dem Zeitpunkt an, in dem die Betontemperatur die Temperatur der umgebenden Luft überschreitet, beginnt der Abfluß der Abbindewärme nach außen. Die Temperaturen im Kern des Betons erreichen daher niemals die der gesamten Abbindewärme entsprechende Höhe, denn sie steigen an jeder Stelle nur so lange, bis hier genausoviel Wärme abfließt, wie erzeugt wird, und sie fallen, sobald der Wärmeabfluß die Wärmeentwicklung übersteigt. Da der Wärmeabfluß eine Funktion des Temperaturgefälles und dieses eine Funktion des Abstandes von der Außenfläche ist, ist die Temperaturerhöhung im Kern im besonderen von den Abmessungen der Betonkörper abhängig. Aus der Erfahrung wissen wir jedoch, daß im Massenbeton bei den heute üblichen Bindemitteln und Bindemittelmengen Schäden durch die Abbindewärme nicht mehr bei Betonkörpern entstehen, deren kleinste Abmessung etwa unter 2,50 m liegt. Man könnte daher dieses Maß als eine Begrenzung für den Begriff „Massenbeton“ einführen, sofern man die Bedeutung der Abbindewärme mit diesem Begriff überhaupt identifizieren will. Es würde sich dann jedoch empfehlen, innerhalb dieses Begriffes zwischen Massenbeton I. Ordnung und II. Ordnung zu unterscheiden, und zwar in der Weise, daß alle in einem Arbeitsgange oder mit nur wenigen Arbeitsfugen hergestellten Betonkörper, wie sie z. B. bei Schleusen, Molen, Wehren und großen Brückenwiderlagern und Pfeilern vorkommen, zur I. Ordnung zählen und unter der II. Ordnung die aus zahlreichen großen Blöcken hergestellten Schwergewichtsmauern der Talsperren verstanden werden. In hoch beanspruchten Stahlbetonbauwerken können jedoch schon bei verhältnismäßig geringen Abmessungen Temperaturschäden auftreten, weil die dafür verwendeten höherwertigen Zemente infolge ihrer stürmischen Wärmeentwicklung und die größeren Bindemittelanteile sehr hohe Kerntemperaturen und sehr steile Temperaturgefälle zu den Außenflächen mit entsprechenden Zugspannungen in der Betonschale verursachen.

Wie Schäden im Beton durch die Abbindewärme entstehen ist in Abb. 5 dargestellt. Sie zeigt den Temperaturverlauf im Querschnitt einer Schleusenammerwand in einem Block mit 1000 m³ Beton, der in einem Arbeitsgang

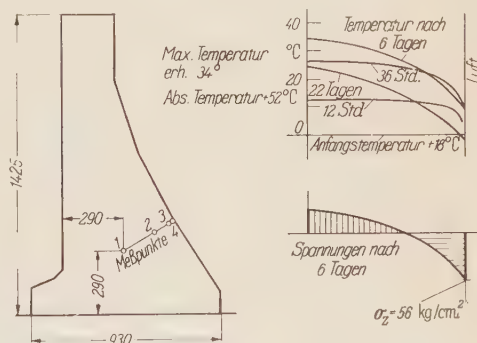


Abb. 5. Temperaturen und Temperaturspannungen in einer Schleusenmauer.

betoniert wurde. Die Temperaturen wurden mit Thermoelementen und Selbstschreibgeräten gemessen. Der Block war 15 m lang und 14,25 m hoch. Der Beton wurde mit 300 kg Trasszement 30/70 in Stahlschalung hergestellt. Das Temperaturzentrum im Kern lag in rd. 3,00 m Abstand von den Außenflächen und von der Sohle. Links ist die Lage der Meßpunkte und in der Mitte der Temperaturverlauf vom Kern zur Außenfläche dargestellt und zwar 12 Stun-

den, 36 Stunden, 6 Tage und 22 Tage nach dem Betonieren. Die größte Temperaturerhöhung im Kern wurde nach 6 Tagen mit 34° erreicht. Unmittelbar unter der Außenfläche lag sie jedoch infolge des Wärmeabflusses in diesem Zeitpunkt nur noch 8° höher als die Anfangstemperatur. Zwischen Schale und Kern bestand also ein Temperaturunterschied von 26° . Hierdurch entstehen im Kern Druck- und in der Schale Zugspannungen. Bei der Annahme eines gleichen E-Moduls für Druck und Zug z. B. von $300\,000\text{ kg/cm}^2$ ergibt sich unmittelbar aus der Temperaturlinie die im Bilde rechts dargestellte Spannungsverteilung nach 6 Tagen und aus dieser eine Zugspannung von 56 kg/cm^2 in der Oberflächenfaser. Die Folge dieser Beanspruchung war das Aufreißen der Schale mit etwa 3 bis 5 m Rißabstand. Den Verlauf dieser „Schalenrisse“ zeigt Abb. 6. Bei mehreren Blöcken traten derartige Risse auch in der Mitte der Stirnflächen auf. Äußerlich unterscheiden sich die

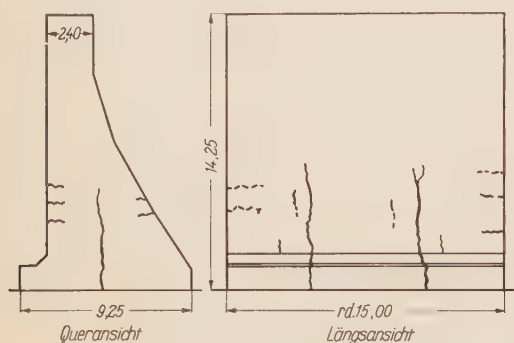


Abb. 6. Schalenrisse in einer Schleusenmauer.

so entstandenen Schalenrisse von den Spaltrissen dadurch, daß sie sich nach dem Temperatursgleich wieder schließen, während die Spaltresse stets offen bleiben. Die Schalenrisse können selbstverständlich auch waagrecht oder schräg verlaufen, wenn die Form der Betonkörper auch in lotrechter Richtung übermäßige Zugspannungen bedingt. Abb. 7 zeigt z. B. einen lotrechten Schalenriß in



Abb. 7. Lotrechter Schalenriß in einer Schleusenmauer.



Abb. 8. Schräger Schalenriß in einem Molenkopf.

einer Schleusenmauer und Abb. 8 einen schrägen Schalenriß in einem runden Molenkopf.

Wie verhalten sich aber etwaige Arbeitsfugen in der Schale im Massenbeton I. Ordnung? Aus der Rißbildung ist sicher zu folgern, daß auch die Außenflächen massiger

Betonkörper infolge der ungleichmäßigen Erwärmung gekrümmt werden, also sich auch die Unterfläche des Oberbetons in der Arbeitsfuge krümmen will, wie es in Abb. schematisch dargestellt ist. Wenn es dabei auch nur selten zu einem offenen Aufreißen der Fuge kommt, weichen sich vermutlich der Beton infolge seines Gewichtes zunächst noch plastisch der Verformung anpaßt, so ist doch anzunehmen, daß unmittelbar über der Fuge durch die weitere Verkrümmung nach dem Erstarren eine Gefügelockerung verursacht wird. Wenn es sich um längere Arbeitsfugen handelt, wird aber auch die Längenausdehnung des Oberbetons so erheblich, daß gleichzeitig eine von der Mitte nach den Enden zunehmende Verschiebung eintreten muß, bis die Haftung in der Arbeitsfuge ausreicht, die Schubkraft aus der weiteren Erwärmung aufzunehmen. Aus diesen Vorgängen im erstarrenden Beton unmittelbar über der Arbeitsfuge ist die Tatsache zu erklären, daß die Arbeitsfugen an den Ecken massiger Betonkörper im besonderen Maße gegen Frost und aggressives Wasser anfällig sind.

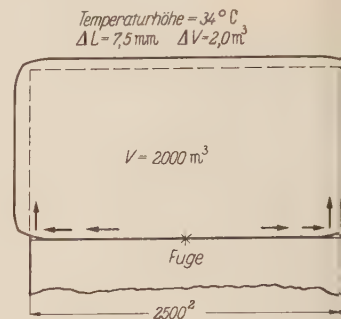


Abb. 9. Verformungen der Arbeitsfugen im Massenbeton.

Beim Massenbeton II. Ordnung, also bei Schwergewichtsspermauern, werden die Betonmassen in Blockgrößen mit etwa $20 \cdot 20$ bis $25 \cdot 25\text{ m}^2$ Grundfläche und 2,0 bis 3,0 m Höhe auf- und nebeneinander geschichtet. Für jeden einzelnen dieser Blöcke und für die Arbeitsfugen gelten sinngemäß auch die hier hinsichtlich der Anfangstemperatur und der Temperaturerhöhung aus der Abbinde- und wärme angestellten Betrachtungen. Von ganz besonderer Bedeutung sind hier die Anfangstemperaturen beim Einbringen des Betons in den unteren Blöcken auf den in der Regel erheblich kälteren Felsen. Wenn sie erheblich höher liegen, sind zahlreiche Spaltrisse unmittelbar über der Grundfuge, also an der ungünstigsten Stelle, unvermeidbar.

Neben diesen bereits erörterten Schäden ist für Schwergewichtsspermauern jedoch noch eine besondere und neue Art der Temperaturschäden zu behandeln. Diese Schäden treten in der Regel erst nach sehr langer Zeit auf, können dann aber schwerwiegende Folgen haben. Es handelt sich um alle Schäden, die durch das Mißverhältnis der tatsächlich hergestellten Betonmasse zu dem Raum, den diese Masse dauernd satt ausfüllen sollte, verursacht werden. Das Mißverhältnis entsteht durch den sehr langsamen Wärmeabfluß aus der Mauer bis zum endgültigen Temperatursgleich. Abb. zeigt, daß schon in einer verhältnismäßig kleinen Sperrmauer der Temperatursgleich über acht Jahre gedauert hat und die Temperatur im Kern der Mauer in dieser Zeit von $+52^{\circ}$ auf $+8^{\circ}\text{ C}$, also um 44° gefallen ist. Ein entsprechendes Schrumpfen der Betonmasse ist die Folge. Die dann fehlende Betonmasse verursacht Risse, offene Fugen und das Lösen von den seitlichen Felshängen mit entsprechend großen und oft sehr erheblichen Undichtigkeiten. Da das gespeicherte Wasser oft schädlich ist, kann dann eine Zerstörung des Betons im Inneren der Sperrmauer eine weitere Folge sein.

Ein vereinfachtes Beispiel wird die Größenordnung derartigen Schäden zeigen. Eine Sperrmauer mit 1,0 Mill. m Beton werde ohne Rücksichtnahme auf die Anfangstemperaturen des Betons und ohne Rücksichtnahme darauf, daß beim Aufbetonieren der Blöcke aus den darunterliegenden

erst ein geringer Teil der Abbindewärme abgefließen ist, hergestellt. Auf diese Weise wird ein so erheblicher Teil der Abbindewärme eingefangen, daß bei der Fertigstellung der Mauer die mittlere Temperatur der gesamten Betonmassen noch 20° höher als die endgültige mittlere Mauertemperatur liegen möge. Wenn die recht fragliche Annahme gemacht wird, daß der Beton in diesem Zeitpunkt noch von Temperaturspannungen frei ist und wenn er bei der über viele Jahre dauernden Abkühlung um diese 20° unbehindert, also spannungsfrei schrumpfen könnte, würde sich seine Masse um rd. $1\,000\,000 \cdot 0,00003 \cdot 20 = 600\text{ m}^3$ vermindern. Die Mauer kann aber nicht unbehindert schrumpfen und gerät dadurch in einen vollständig unübersehbaren dreidimensionalen Spannungszustand. Da es sich nur um Zug- und Druckspannungen handeln kann, entstehen so überall, wo die entsprechenden Festigkeiten des Betons überschritten werden, Risse, offene Fugen und Zerstörungen durch Abbrechen in den Arbeitsfugen. Im Vergleich hierzu dürfte das in der gleichen Richtung wirkende Schwinden des Betons bei derartigen massigen Bauten fast belanglos sein.

Abstimmen der Anfangstemperatur auf die des Unterbetons unerlässlich. Da es nur selten möglich sein wird, das Aufbetonieren in eine kältere Zeit zu verschieben, kann in der Regel dafür nur die künstliche Vorkühlung in Frage kommen. Im beschränkten Umfange können die Mischguttemperaturen durch Zusatz von geschabtem oder gemahlenem Eis zum Anmachwasser gesenkt werden. Sehr niedrige Anfangstemperaturen von z. B. $+5^{\circ}\text{C}$ sind jedoch nur durch die Kühlung der Zuschlagstoffe und des Anmachwassers erreichbar, wobei durch die Eiszugabe Schwankungen in den Temperaturen ausgeglichen werden können. Es kann jedoch auch Fälle geben, in denen eine Erwärmung des Unterbetons zweckmäßiger ist. Wenn es sich um Arbeitsfugen im Massenbeton handelt und auch die schädliche Wirkung der Abbindewärme ausgeschaltet werden soll, kann nur eine künstliche Innenkühlung mit Kühlrohren im Beton über den Arbeitsfugen eine stärkere Verschiebung und Gefügelockerung in der Fuge verhüten. Falls dafür kaltes Grundwasser zur Verfügung steht, ist dieses Mittel einfacher als es vielleicht zunächst erscheint.

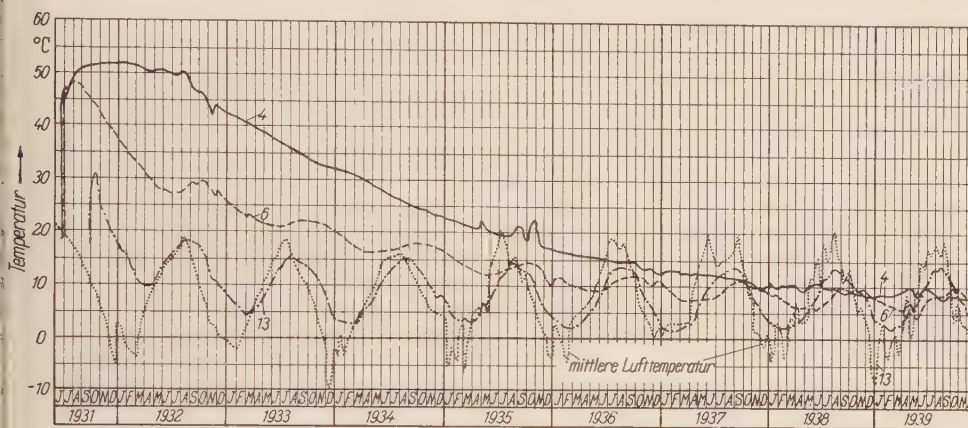


Abb. 10. Temperaturen im Massenbeton einer Sperrmauer.

Die Maßnahmen zur Verhütung von Schalenrissen müssen auf eine Verminderung der Zugspannungen in der Betonschale, also auf eine Verminderung des Temperaturgefälles gerichtet sein. Dafür kommen in Frage:

1. Verminderung der bis etwa zum 7. Tage frei werdenden Abbindewärme durch möglichst geringe Bindemittelmengen und entsprechende Wahl des Bindemittels.

2. Anwendung möglichst niedriger Anfangstemperaturen.

3. Verzögerung des Wärmeabflusses durch die Oberfläche durch Verwendung wärmeisolierender Schalung und Verlängerung der Schalungsdauer bis ein ausreichender Wärmeausgleich erreicht ist,

4. Nach dem Ausschalen auf keinen Fall Berieseln der Oberflächen, sondern Anfeuchten nur durch Abdecken mit Stroh und Behang mit Planen, und

5. Ableitung der Abbindewärme aus dem Betonkern durch Innenkühlung mit einbetonierten Kühlrohren.

Dazu noch einige kurze Bemerkungen:

Die Bindemittelmenge kann durch Einrütteln grober Zuschläge oder Anwendung des Prepakt-Verfahrens erheblich vermindert werden und bei Beton üblicher Mischung ist durch das Innenrütteln und geeignete Zusatzmittel eine bescheidene Verminderung möglich. Wegen der Frostsicherheit und mit Rücksicht auf Unregelmäßigkeiten bei der Verteilung sollte sie jedoch nicht übertrieben werden.

Für Massenbeton I. Ordnung interessiert weniger die gesamte Abbindewärme als der zeitliche Verlauf und der etwa bis zum 7. Tage frei werdende Anteil. In diesem Sinne sind Hochofenzemente, Trasszemente, Thurament, Sulfathüttenzement und auch etwaige Sonderzemente günstiger als Portlandzement. Die Wertung der Bindemittel setzt jedoch eine genauere Bestimmung der Wärmeentwicklung voraus. Die Feststellung der sogenannten Wärmetönung ist dafür nicht geeignet, weil sie nur die ersten Stunden der Wärmeentwicklung berücksichtigt.

Wenn die Anfangstemperaturen möglichst niedrig gehalten werden, werden auch die Temperaturen im Kern entsprechend tiefer liegen und das Temperaturgefälle ge-

Maßnahmen zur Verhütung der Temperaturschäden

Den vorbeschriebenen Ursachen der Schäden entsprechend werden auch die Maßnahmen zu ihrer Verhütung zu wählen sein. Da alle Arten der Schäden auf zu hohe Temperaturen des Betons zurückzuführen sind, kann vorweg bemerkt werden, daß allgemein ein Betonieren mit möglichst niedrigem Temperaturspiegel zu einer Verminderung der Temperaturschäden beitragen würde.

Die von den Arbeitsfugen ausgehenden Spaltrisse und die in den Arbeitsfugen selber möglichen Schäden haben bereits vor etwa 30 Jahren die Forderung ausgelöst, möglichst ohne Arbeitsfugen zu betonieren. Wo dieser sicherste Weg der Schadenverhütung nicht möglich ist, also mit Arbeitsfugen oder auf Felsen betoniert werden muß, kann nur ein Abstimmen der Temperaturen im Unter- und Oberbeton vor diesen Schäden schützen. Da sehr hohe Anfangstemperaturen in der Regel durch Sonnenbestrahlung entstehen, sollten die Zuschlagstoffe stets nur auf der Schattenseite der Halden entnommen, die Förderanlagen und Mischanlagen gegen Sonnenbestrahlung geschützt und das Anmachwasser möglichst unmittelbar aus dem Grundwasser oder aus eingegrabenen Behältern entnommen werden. Da die Zuschlagstoffe die Hauptträger der Wärme sind, empfiehlt sich für große Baustellen deren unterirdische Entnahme mittels Stollen unter der Halde und Berieseln mit kaltem Grundwasser, wobei die Verunstung die günstige Wirkung noch erhöht. Mit diesen Maßnahmen, die keine oder nur geringe Kosten verursachen, lassen sich die Anfangstemperaturen des Betons auch in der wärmeren Jahreszeit mit ziemlicher Sicherheit unter $+20^{\circ}\text{C}$ halten.

Wenn jedoch ein von Spaltrissen freier Beton und dichte Arbeitsfugen gefordert werden, ist ein sorgfältiges

ringer werden. Außer den bereits genannten allgemeinen Maßnahmen wäre daher in wichtigen Fällen auch eine künstliche Vorkühlung des Betons in Betracht zu ziehen.

Der umgekehrte Weg, durch Isolierung der Schalung das Temperaturgefälle zu vermindern, wird sich besonders in der kühleren Jahreszeit empfehlen, weil dadurch zugleich ein Schutz gegen Frosteinwirkungen erreicht werden kann. Durch das Abdecken und Behängen mit Planen sofort nach dem Ausschalen wird das Temperaturgefälle gleichfalls vermindert, und zwar ganz besonders dadurch, daß die Oberfläche gegen den Entzug der Verdunstungswärme, wie er beim Berieseln eintreten würde, geschützt wird.

Die Ableitung der Abbindewärme durch Innenkühlung gestattet eine sichere Beherrschung des Temperaturgefälles, wenn künstlich gekühltes Wasser verwendet wird. Bei einer praktischen Anwendung der Innenkühlung hat sich jedoch auch die unmittelbare Verwendung von kaltem Grundwasser bewährt.

Für Mass beton II. Ordnung, also für Sperrmauern, sind diese Maßnahmen in folgenden Punkten zu ergänzen:

1. Da die Abbindewärme hier fast im vollen Umfange und besonders auch nach dem Überdecken mit der nächsten Schicht schädlich wirken kann, soll das Bindemittel nur eine möglichst geringe gesamte Abbindewärme entwickeln. Nicht recht verständlich ist die in der Regel bevorzugte Anwendung der trägen Bindemittel mit sehr lange andauernder Wärmeentwicklung. Da der Abfluß von Wärme durch die Oberfläche nur bis zum Überdecken mit dem nächsten Block möglich ist, sollte man erwägen, gerade umgekehrt solche Bindemittel zu verwenden, die bereits bis zu diesem Zeitpunkt ihre gesamte Abbindewärme entwickelt haben. Auch für den Fall, daß Innenkühlung zur Anwendung kommt, könnte dadurch die erforderliche Dauer der Kühlung erheblich verkürzt und die Gefahr einer späteren Nacherwärmung vermieden werden.

2. Durch Anwendung der künstlichen Vorkühlung und Einhaltung einer Anfangstemperatur von etwa $+5^{\circ}\text{C}$ erscheint es möglich, den Temperaturspiegel so weit nach unten zu drücken, daß bei der Fertigstellung der Sperrmauer die mittlere Mauertemperatur nur etwa noch halb so hoch über der endgültigen Mauertemperatur liegt, wie es

ohne Vorkühlung der Fall sein würde. In Verbindung mit einer Reihenfolge des Betonierens der Blöcke, die in geschickter Weise in jeder 2. Lamelle die Abbindewärme als Druckspannung erzeugende Kraft nutzbar macht, kann durch das Mißverhältnis zwischen der Betonmasse und dem Raum nach dem endgültigen Temperaturspiegel weitgehend vermindert und die Gefahr der späteren Schäden erheblich eingeschränkt werden.

3. Die Innenkühlung des Betons gestattet eine so rechtzeitige Ableitung der Abbindewärme, daß bereits bis zur Fertigstellung der Temperaturspiegel hergestellt und die Gefahr von späteren Schäden so weit, wie überhaupt möglich, ausgeschaltet werden kann. Sie ist jedoch sehr teuer.

4. Ein wirtschaftlicheres Verfahren zur Ableitung der Abbindewärme besteht in dem Offenlassen von Luftspalten zwischen den Mauerlamellen. Durch diese Spalten wird während der Wintermonate der freie Abfluß der Wärme begünstigt. Wenn es der Zeitplan zuläßt, kann auf diese Weise ein sehr weitgehender Abfluß erreicht werden, wenn dann das Ausbetonieren der Spalten mit Anfangstemperaturen durchgeführt wird, die mehrere Grade unter der endgültigen Mauertemperatur liegen, so daß sich die Abbindewärme in diesen Spalten nur noch als Druckspannung auswirken kann, wird auch auf diese Weise die Gefahr der späteren Schäden weitgehend und in sehr wirtschaftlicher Weise begegnet.

Zum Schluß bleibt schließlich noch zu bemerken, daß es nicht möglich ist, irgendeinen Temperaturschaden durch eine Bewehrung zu verhüten. Da es sich um Zwangsverformungen handelt, würde eine Bewehrung die größten Risse nur in zahlreiche feinere noch schädlichere Risse verwandeln oder auch die Verformung und den Schaden nur an die nächste schwächere Stelle verlagern. Es ist auch zu beachten, daß Spalttrisse mit Zementmörtel ausgepresst werden dürfen, weil hier tatsächlich der Beton fehlt. Schalenrisse dürfen jedoch niemals ausgepresst werden, weil sie sich nach dem Wärmeabfluß wieder schließen müssen und daher ein Auspressen das absolut sicher wirkende Mittel wäre, dann auch noch den Betonkern zum Durchreißen zu bringen.

Weiterentwicklung der betontechnischen Bestimmungen*

Von Prof. Dr.-Ing. habil. K. Walz, Düsseldorf, Forschungsinstitut der Zementindustrie

DK 624.016.6 : 69.001.3 : 666.97

Die derzeit geltenden betontechnischen Vorschriften finden sich im wesentlichen in den amtlich eingeführten „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton, DIN 1045, 4. Ausgabe 1943“ und in den „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton, DIN 1047, Ausgabe 1943“. Nach einem Beschluß des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton sollen diese Bestimmungen unter Berücksichtigung des inzwischen erzielten Fortschritts neu bearbeitet werden. In die neue Fassung sind auch einschlägige betontechnische Festlegungen aus anderen Normen aufzunehmen, so

- über geschütteten Leichtbeton aus DIN 4232,
- über die Herstellung von Fertigbauteilen aus DIN 4225,
- über die Rüttelverdichtung aus DIN 4235 und 4236 und Wässern aus DIN 4030.
- über die Ausführung von Beton in betonschädlichen Wässern aus DIN 4030.

Wie heute in DIN 1045, so werden auch in der neuen Fassung des betontechnischen Teils die Ausführungen über die Zusammensetzung des Schwerbetons wieder das Kernstück bilden. Die Anforderungen an Zuschlagstoffe werden hiervon getrennt in der zur Zeit der Neubearbeitung unterzogenen DIN 4226: „Richtlinien für die Lieferung und Abnahme von Betonzuschlagstoffen“ behandelt werden.

1. Bisheriger Stand und Anregungen für Änderungen

Die DIN 1045: „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton“ enthält in den Abschnitten I „Allgemeines“ und II „Bauausführungen“ die Anforderungen an die Baustoffe und an die Zusammensetzung des Betons, die für die 4 Festigkeitsgüteklassen B 120, B 160, B 225 und B 300 unterschiedlich sind. Zusammengefaßt gelten die Bedingungen der Tabelle 1. Demnach werden je nach Betongüte bestimmte Mindestzementgehalte oder eine bestimmte Korngruppeneinteilung und Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe innerhalb von Regelsiebblinien gefordert. Der Mindestzementgehalt beträgt 240 kg/m^3 für B 160 und B 225 und 300 kg/m^3 für den Beton der Güteklasse B 300.

Die Erfüllung dieser Bedingungen allein gibt noch keine Gewähr, daß Beton der angegebenen Güteklasse entsteht. Dazu sind noch Grenzwerte für die Normenfestigkeit des Zements und den absoluten Wassergehalt oder die Wasserverhältnisse für den Wassermenge erforderlich. Man muß also die in Frage kommende Betonzusammensetzung im einzelnen durch eine Eignungsprüfung ermitteln.

Die festgelegten Mindestzementgehalte können andersseits, wenn die Mischungen z. B. als steifer Rüttelbeton

* Vortrag gehalten auf dem Deutschen Betontag 24./25. 9. 1957 Berlin.

verarbeitet werden, und wenn die Normenfestigkeit des Zements wie gewöhnlich hoch liegt, zu einer unnützen Überschreitung der geforderten Betonfestigkeit führen. Der wirtschaftlichen Nutzung besonderer betontechnischer Erkenntnisse können also durch die vorgeschriebenen Mindestzementgehalte Grenzen gesetzt sein.

Tabelle 1. Festlegungen nach DIN 1045 für die Zusammensetzung des Betons

Beton- güte	Zuschläge A = Aufteilung S = Sieblinie des Gemisches	Mindestzementgehalt bei Hochbauten ^a	
		ohne	mit Einwirkung von Feuchtigkeit
B 120	A ungetrennt		
	S mind. im brauchbaren Bereich	300 kg/m ³	300 kg/m ³
B 160	A in 2 Korngruppen (0/7 mm und über 7 mm)	270 kg/m ³	300 kg/m ³
	S mind. im brauchbaren Bereich		
	S im besonders guten Bereich	240 kg/m ³	270 kg/m ³
B 225	A in 2 Korngruppen (0/7 mm und über 7 mm)	270 kg/m ³	300 kg/m ³
	S mit höchstens 60 % 0/7 mm		
	S im besonders guten Bereich	240 kg/m ³	270 kg/m ³
B 300	A in mind. 3 Korngruppen (0/3 mm, 3/7 mm u. über 7 mm)	300 kg/m ³	300 kg/m ³
	S im besonders guten Bereich		

^a für Brücken mindestens 300 kg/m³

Schließlich sind die Wünsche zu prüfen, auch ungetrennt angelieferte Zuschlaggemische für Beton der Güteklassen B 160 und B 225 zuzulassen.

2. Vorschläge für die Neufassung

Betontechnische Bestimmungen sollen die Ergebnisse der Forschung, die praktischen Erfahrungen sowie den Entwicklungsstand der technischen Hilfsmittel berücksichtigen. Bei der Forderung nach Sicherheit der Bauwerke, die die Bestimmungen in erster Linie dienen, dürfen aber auch wirtschaftliche Gesichtspunkte nicht außer acht gelassen werden. So betrachtet, erfordert eine Neufassung der betontechnischen Bestimmungen mit weniger beschränkenden Bedingungen besondere Umsicht, wenn die Bestimmungen sowohl dem Ausführenden als auch der Bauaufsicht dienlich sein sollen.

In großen Zügen soll im folgenden gezeigt werden, daß durch Einteilung nach zwei Ausführungsgüteklassen des Betons, die eine kurz mit „Normalbeton“ und die andere mit „Sonderbeton“ bezeichnet, den vorgebrachten Wünschen Rechnung getragen werden kann.

a) Bedingungen für die Zusammensetzung des Sonderbetons

Ausgehend von der Erkenntnis, daß der Wasserzementwert im wesentlichen die Güte gut verarbeitbaren und verdichtbaren Betons bestimmt, soll der Sonderbeton in erster Linie durch den Wasserzementwert gekennzeichnet werden. Damit wird es ohne zusätzliche Bedingungen für den Zementgehalt und Kornaufbau dem Sachkundigen möglich, Beton mit einer bestimmten Güte freizügiger und wirtschaftlicher herzustellen als nach den jetzigen Bestimmungen. Wird der festgelegte Wasserzementwert auf der Baustelle eingehalten, so bleiben — in gewissen Grenzen ohne Rücksicht auf den Zementgehalt — praktisch auch die wesentlichsten Eigenschaften des erhärteten Betons gleich. Der Zementgehalt wird klein gehalten werden können, wenn z. B. wirkungsvolle Verdichtungsgeräte vorhanden sind und damit der Einbau steifen, grobkörnigen Betons mit kleiner Zementleimmenge möglich ist.

Beton bestimmter Festigkeit

Der Wasserzementwert zur Gewährleistung einer bestimmten Festigkeit des Sonderbetons ist in der Regel durch eine vorausgehende Eignungsprüfung mit dem vorgesehenen Zement und Zuschlagstoff festzulegen. Die vielartigen Einflüsse, die sich z. B. aus Kornform und Oberflächenbeschaffenheit der Zuschlagstoffe, aus der unterschiedlichen Beziehung zwischen Zementnormenfestigkeit zum Wasserzementwert bei verschiedenen Zementen usw. ergeben, sind rechnerisch nicht voll zu erfassen. Doch sollen als Richtwerte und zum Entwurf der Betonmischung statistisch ermittelte, auf der sicheren Seite liegende Beziehungen zwischen Betondruckfestigkeit, Wasserzementwert und Normenfestigkeit des Zements nach Abb. 1 an die Hand gegeben werden, ferner Richtwerte für den etwa anzunehmenden Wassergehalt W des Betons in Abhängigkeit von der vorgesehenen Konsistenz und der Körnung des Zuschlaggemisches.

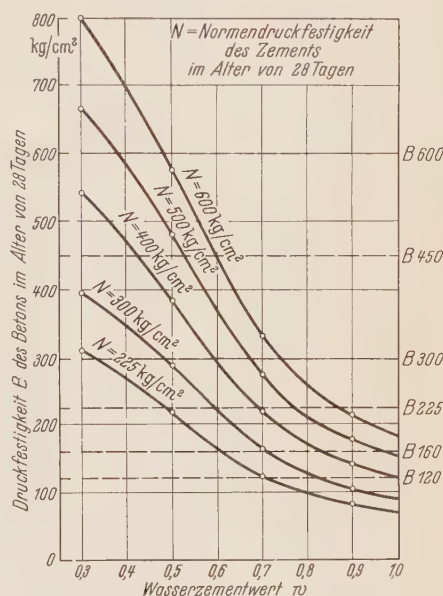


Abb. 1. Beziehung zwischen Wasserzementwert w und Betondruckfestigkeit B bei Verwendung von Zementen verschiedener Normenfestigkeiten (ermittelt an Würfeln von 20 cm Kantenlänge nach Lagerung bei 15... 20° gemäß DIN 1048).

Mit einem der Abb. 1 zu entnehmenden Wasserzementwert w und dem angenommenen Wassergehalt W , kann dann aus der Bezeichnung $Z = W/w$ der Zementgehalt Z und über die Stoffraumrechnung in einfacher Weise auch die zugehörige Zuschlagmenge hinreichend genau errechnet werden.

Beispiel für die Errechnung der Zusammensetzung von 1 m³ frischem, verdichtetem Beton.

Verlangt: Betongüte B 300; knapp weich angemachter Beton aus Kiessand 0/30 mm mit besonders guter Kornzusammensetzung.

Normenfestigkeit N des Zements = 350 kg/cm²; angenommener Wassergehalt $W = 170$ kg/m³; angenommener natürlicher Gehalt an Luftporen = 1,5 %; Gesteinsrohichte = 2,62 g/cm³; Reinwichte des Zements = 3,10 g/cm³.

Nach Abb. 1 ergibt sich der erforderliche Wasserzementwert w für $B = 300$ und $N = 350$ kg/cm² zu 0,55.

Zementgehalt $Z = W/w = 170/0,55 = 310$ kg/m³.

1 m³ verdichteter Beton enthält:

310 kg Zement, entsprechend 310/3,10 = 100 l Stoffraum, 170 l Wasser und 15 l Luft (zusammen 285 l Stoffraum).

Das Zuschlaggestein nimmt einen Raum von (1000—285) = 715 l ein. Dies entspricht einem Gewicht von 715 · 2,62 = 1870 kg.

1 m³ verdichteter Beton setzt sich damit zusammen aus:

- 310 kg Zement,
 - 170 kg Wasser (Zusatzwasser und Zuschlagfeuchtigkeit),
 - 1870 kg Zuschlaggestein (oberflächentrocken).
- 2350 kg

Bei einer solchen Festlegung der Mischung durch den Wasserzementwert ist es — wie bisher schon — wichtig, daß die Normenfestigkeit des in Aussicht genommenen Zements möglichst gleich bleibt. Denn nur dann kann man die ermittelte Mischung ohne große Sicherheitszuschläge auch für die spätere Bauausführung zugrunde legen. Bei der Neubearbeitung der Zementnormen wird es also in dieser Hinsicht in erster Linie darauf ankommen, Mittel und Wege zu finden, die Normenfestigkeit für die Zemente der einzelnen Güteklassen in einem engeren Bereich als bisher einzugrenzen.

Beton hoher Beständigkeit und Wasserundurchlässigkeit

Auch Beton hoher Beständigkeit und Wasserundurchlässigkeit soll in erster Linie durch seinen Wasserzementwert festgelegt werden, wie dies z. B. schon in DIN 4030 für Beton hoher chemischer Widerstandsfähigkeit geschehen ist. Beton, der ungeschützt im Freien häufigen Frostwechseln ausgesetzt wird, darf einen Wasserzementwert von höchstens 0,60 aufweisen, ebenso wie auch wasserundurchlässiger Beton für dünnwandige Bauteile.

Rostschutz

Was den Rostschutz anbelangt, so soll für bewehrte Bauteile, bei denen nur die geforderte Mindestüberdeckung eingehalten ist, unabhängig vom Wasserzementwert ein Mindestzementgehalt von 240 kg/m³ vorgeschrieben werden. Nach dem Ergebnis der eingehenden, langjährigen Untersuchungen für den Deutschen Ausschuß für Stahlbeton¹ an kleinen bewehrten Probekörpern wäre ein Wasserzementwert von 0,90 bzw. ein Zementgehalt von 200 kg/m³ für den Rostschutz ausreichend. Man ist also wegen des Rostschutzes nicht veranlaßt, besonders einengende Bedingungen für die Mischungszusammensetzung vorzusehen, sofern die Bauteile fachgerecht hergestellt werden.

Zuschlagstoffe für Sonderbeton

Bei Festlegung des Wasserzementwerts für eine bestimmte Betonfestigkeit sind Bedingungen für die Kornzusammensetzung an sich nicht nötig. Zur Erlangung von Mischungen mit möglichst gleicher Verarbeitbarkeit und einheitlichem Schwinden und Kriechen wird man bei hochwertigem Beton auf eine Korntrennung und allgemeine Richtwerte für den Bereich besonders günstiger Korngemische nicht verzichten können. Dabei sollen neben Korngemischen mit stetigem Sieblinienvverlauf auch solche mit Ausfallkörnungen möglich sein, sofern sie ausreichend verarbeitbar sind.

Für die Aufteilung nach Korngruppen erscheint es angängig, nur vorzuschreiben, daß für das Gemisch mindestens 3 Korngruppen nötig sind; eine im Bereich bis 3 mm und zwei Korngruppen darüber, sofern das Größtkorn 15 mm überschreitet.

¹ Krüger, L.: Versuche an Eisenbeton-Hohlkörpern und -Balken zur Festlegung der Neigung zur Riß- und Rostbildung. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, H. 71, 1933.

Graf, O.: Versuche über das Verhalten von Eiseneinlagen in Beton verschiedener Zusammensetzung. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, H. 71, 1933; H. 80, 1935; Deutsch. Ausschuß für Stahlbeton, H. 97, 1941.

b) Beton für Normalausführungen
(Normalbeton)

Der Normalbeton kommt für die große Masse der Bauwerksteile, an die keine besonders hohen Güteforderungen gestellt werden, in Frage. Er wird vor allem auch von jenen Unternehmungen ausgeführt werden, die die Bedingungen zur Herstellung des Sonderbetons nicht übernehmen wollen oder erfüllen können.

Zementgehalt für Normalbeton

Da nach der bisherigen Übung damit gerechnet werden muß, daß für Beton der Güteklasse B 225 die Eignungsprüfung (trotz Vorschrift) kaum ausgeführt wird, können man, bei Einhaltung eines auf der sicheren Seite liegenden Mindestzementgehalts, es dem Unternehmer überlassen, wie er im einzelnen durch zweckentsprechende Zusammensetzung die Betongüten bis einschließlich B 225 gewährleistet. Die in den Bestimmungen für diesen Normalbeton aufzunehmenden Mindestzementgehalte müssen so hoch liegen, daß die verlangte Betongüte auch unter ungünstigen Verhältnissen mit großer Wahrscheinlichkeit erreicht wird.

Zuschlagstoffe für Normalbeton

Eine Korntrennung des Zuschlags sollte für Normalbeton der Güte B 160 und B 225 nicht mehr gefordert werden, weil auch die heute vorgeschriebene Korntrennung in vielen Fällen nicht vorgenommen wird. Auch diesen Verhältnissen wäre durch den genügend hoch angesetzten Mindestzementgehalt Rechnung zu tragen.

Die Kornzusammensetzung des Zuschlaggemisches muß jedoch in einem mindestens noch brauchbaren Bereich liegen; sie dürfte also nach dem derzeitigen Wortlaut der Bestimmungen höchstens 56 % an Teilen bis 1 mm und höchstens 80 % an Teilen bis 7 mm aufweisen.

Wird vom Kieswerk durch besondere Aufbereitung und dauernde Überwachung Gewähr gegeben, daß Kiessand mit einer Kornzusammensetzung im besonders guten Bereich laufend geliefert wird und wird bei Beförderung, Lagerung und Entnahme auf der Baustelle dafür gesorgt, daß eine wesentliche Entmischung unterbleibt, sollte es auch ohne

Tabelle 2. Bedingungen für die Zusammensetzung des Betons

Beton	Mindest-Zement-gehalt kg/m³	Größter zulässiger Wasserzementwert	Korntrennung	Korn-zusammensetzung
1. Normalbeton (ohne weitergehende Voraussetzungen)				
B 120	300	nicht festgelegt	nicht gefordert	mindestens im brauchbaren Bereich
B 160	300			
B 225	350			
2. Sonderbeton (unter besonderen Voraussetzungen)				
B 225	240	nach Eignungsprüfung festgelegt	nicht gefordert	besonders gut
B 300 und höher	240		mindestens 3 Korngruppen	
Beton mit besonderen Eigenschaften				
Wetter- beständigkeit	240	0,60 (0,70)*	mindestens 3 Korngruppen	besonders gut
Wasser- undurchlässigkeit	240	0,60 (0,70)**		
hoher Widerstand gegen chemische Angriffe	240	0,50 (0,60)**		

* Für massige Bauteile oder bei Verwendung von LP-Zusatzmitteln
** Für massige und unbewehrte Bauteile

Korntrennung zulässig sein, hiermit Beton der Güteklasse B 225 nach den Bedingungen für Sonderbeton herzustellen. (Also ohne die Sicherung durch einen hohen Mindestzementgehalt; maßgebend ist dann lediglich der bei der Eignungsprüfung bestimmte Wassermementwert und der allgemein für Stahlbeton vorgeschriebene Mindestzementgehalt von 240 kg/m³).

Zusammengefaßt ergeben sich nach diesen Vorschlägen die in Tabelle 2 aufgeführten Bedingungen für die Zusammensetzung des Normalbetons und des Sonderbetons.

3. Vergleich mit ausländischen Bestimmungen

Vergleicht man diese Vorschläge mit neueren ausländischen Vorschriften, so finden sich dort zum Teil ähnliche Festlegungen.

Eine Begrenzung des Wassermementwerts für eine bestimmte Betongüte findet sich in den brasilianischen, dänischen, englischen, norwegischen, spanischen und amerikanischen Vorschriften, wobei einige Länder, wie z. B. Brasilien, Dänemark, Norwegen und die USA, in erster Linie die Einhaltung des Wassermementwerts verlangen, die andern zusätzlich noch Mindestzementgehalte.

Hiernach sind für Stahlbeton z. B. folgende Mindestzementgehalte vorgeschrieben:²

- 225 kg/m³ in Dänemark,
- 225 kg/m³ (240 kg/m³ im Freien) in Österreich,
- 250 kg/m³ (300 kg/m³ im Freien) in der Schweiz,
- 250 kg/m³ (bei verschärfter Überwachung, sonst 300 kg/m³) in Belgien,
- 260 kg/m³ in England,
- 325 kg/m³ in Holland,
- 350 kg/m³ in Italien und Spanien,
- 350 kg/m³ in Frankreich (wenn keine Eignungsprüfung vorausgeht, sonst der bei der Eignungsprüfung ermittelte Zementgehalt).

Nach den amerikanischen Vorschriften³ kann für Beton mit einer Würfeldruckfestigkeit bis etwa 320 kg/cm² auf den Festigkeitsnachweis durch die Eignungsprüfung verzichtet werden. Die obere Grenze der Wassermementwerte für die einzelnen Güteklassen sind dann allerdings so niedrig gesetzt, daß eine ausreichende Sicherheit erhalten wird. (Die Normenfestigkeit des Zements, beurteilt nach DIN 1164, ergibt sich hierfür nach Abb. 1 zu 300 kg/cm².) In besonderen Normen⁴ finden sich Grenzwerte für den Wassermementwert des Betons zu verschiedenen Bauteilen, abhängig von der Lage sowie der Witterungs- und chemischen Beanspruchung (Wassermementwerte zwischen 0,40 und 0,58), ferner zum Entwurf der Mischungen Richtwerte für den anzunehmenden Wassergehalt des Betons mit verschiedener Konsistenz sowie für die Beziehung zwischen Wassermementwert und Druckfestigkeit. (Für diese Wassermementwerte und Druckfestigkeiten ergibt sich aus Abb. 1 allerdings eine Zement-Normenfestigkeit von 400 kg/cm².)

Für die Zuschlagstoffe wird in den amerikanischen Stahlbeton-Vorschriften³ lediglich gefordert, daß im Zuschlaggemisch der Sandanteil (Körner, die durch das 0,8 mm Maschensieb fallen) zwischen 30 und 50 % liegen soll. In den jüngsten Vorschriften der Schweiz⁵ wird eine Kiessandmischung nach einer stetig verlaufenden Muster-Sieblinie empfohlen. Im mittleren Bereich einer Sieb-

linie können einzelne Körnungen ausfallen oder überwiegen, sofern die von der einfach logarithmisch aufgetragenen Sieblinie und den Koordinatenachsen eingeschlossene Fläche angenähert gleich der entsprechenden Fläche ist, die durch die Muster-Sieblinie begrenzt wird. Sand und Kies können getrennt oder in bestimmtem Verhältnis vorgemischt angeliefert werden. Der Sandanteil darf nicht mehr als 20 % Körner unter 0,5 mm Durchmesser enthalten.

Es gelten also im Auslande zum Teil Bestimmungen, denen unsere Vorschläge dem Sinne nach entsprechen.

4. Voraussetzung für die Anwendung von Sonderbeton

Die Anwendung eines Sonderbetons nach Bestimmungen, die die Zusammensetzung weniger einengen, bietet zweifellos wirtschaftliche Vorteile. Durch dieses Vorgehen dürfen aber Güte und Sicherheit der Ausführung nicht in Frage gestellt werden.

Die Herstellung von Bauten aus Sonderbeton müßte daher auf Unternehmungen mit betontechnisch besonders ausgebildetem Personal, dem ein Betoningenieur vorsteht, beschränkt werden. Dies ist eine Voraussetzung dafür, daß der Entwurf der Mischung, die Eignungsprüfung und die Übertragung deren Ergebnisse auf die Baustelle mit der nötigen Sachkenntnis geschehen. Solches Fachpersonal ist auch die Voraussetzung für eine wirkungsvolle Bauüberwachung, die grobe Mängel nicht entstehen läßt und dafür sorgt, daß Abweichungen im Ursprung erkannt und sofort behoben werden. Dieses Personal muß mit solchen Vollmachten ausgestattet sein, daß es die notwendigen Maßnahmen ergreifen und somit auch die Verantwortung für die Gewährleistung der Güte übernehmen kann.

Unternehmungen, die Bauwerke in Sonderbeton ausführen, müssen ferner Räume und Geräte nachweisen, die für alle erforderlichen Untersuchungen nötig sind. Schließlich muß das Ergebnis der Bauüberwachung, die in erster Linie vorbeugenden Charakter haben soll, lückenlos durch Aufzeichnungen über den Zement, die laufende Prüfung der Zuschlagstoffe, des Wassermementwerts, der Mischungsanteile und des erhärteten Betons nachgewiesen werden. Eine solche erweiterte Bauüberwachung fordert wohl zusätzliche Leistungen, sie ist aber die Voraussetzung für die Nutzung der wirtschaftlichen Vorteile, die sich durch Herstellung des Sonderbetons bieten.

Beachtenswert hierzu sind auch die Vorschläge des Herrn Dr. Minetti, Vorsitzender des Deutschen Betonvereins, auf der Festsitzung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton am 9. Juli 1957 in Berlin. Hiernach könnten nach Erstellen eines Bauwerks in „Sondergüte“ die Baupolizei oder ein sonst fachberufener Bauherr bei Erfüllung aller Bedingungen und Anforderungen dem Unternehmer eine entsprechende Bescheinigung ausstellen. Wiederholte Bescheinigungen sollen als Befähigungsnachweis bei neuen Ausschreibungen und Vergaben gewertet werden. Als weiteren wirtschaftlichen Ausgleich für die Aufwendungen aus der erweiterten Baukontrolle schlug Herr Dr. Minetti, neben den Einsparungsmöglichkeiten auf dem Baustoffsektor, eine Differenzierung der zulässigen Spannungen oder des Sicherheitszuschlages vor.

5. Zusammenfassung

Seit der letzten Bearbeitung der Beton- und Stahlbetonbestimmungen sind in der Anwendung der betontechnischen Erkenntnisse und auch auf dem Gebiete der technischen Einrichtungen für die Baustelle Fortschritte erzielt worden, die bei der vorgesehenen Neufassung der betontechnischen Bestimmungen zu berücksichtigen sind. Durch weniger einengende Festlegungen über die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe und den Mischungsaufbau kann nunmehr die Voraussetzung geschaffen werden, daraus unter bestimmten Bedingungen auch wirtschaftlichen Nutzen zu ziehen.

² Getrey, J.: Vergleich der in- und ausländischen Stahlbetonbestimmungen hinsichtlich der Beurteilung von Materialfestigkeiten in Bezug auf die Bemessung der Konstruktion. Dissert. T. H. Stuttgart, 1955.

³ Building Code Requirements for Reinforced Concrete (AIC 18-56). Proc. Amer. Concr. Inst. 52 (1956) H. 9, S. 913.

⁴ ACI-Standard 613-54: Recommended Practice for Selecting Proportions for Concrete. Proc. Amer. Concr. Inst. 51 (1955) Nr. 1, S. 49.

⁵ Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten Nr. 162 (1956).

Die Ausnutzung des Vorteils erweiterter Bestimmungen über die Zusammensetzung des Betons muß aber auf Unternehmungen beschränkt bleiben, die über betontechnisch besonders geschultes Personal und moderne technische Hilfsmittel verfügen sowie in der Lage sind, eine umfassende Baukontrolle einzurichten und auszuüben. Ein solcher Aufwand wird in der Regel nur bei hochwertigen Bauten,

an deren Beton besondere Anforderungen gestellt werden, angemessen sein.

Für Beton der unteren Güteklassen B 120, B 160 und B 225, der als Normalbeton für die Masse der Bauten Anwendung findet, sollen einfach beherrschbare Forderungen so in den Bestimmungen gefaßt werden, daß sie eine ausreichende Sicherheit der Ausführung verbürgen.

Über einige kraftwirtschaftliche und wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte in der Türkei

Von Professor Dr.-Ing. habil., Dr. ès Sc. h. c. F. Tölke, Stuttgart

DK 626.8 : 627.51 : 627.8 : 621.311.21 (496)

Die Türkei ist ein aufstrebendes Land, dessen Bevölkerung sich seit dem ersten Weltkriege fast verdoppelt hat (z. Z. etwa 25 Mio. Einwohner). Auf einer genutzten Ackerfläche von knapp 200 000 km² werden zur Zeit etwa 9 Mio. t Weizen, 0,25 Mio. t Oliven, 0,20 Mio. t Baumwolle, 0,10 Mio. t Tabak, 0,10 Mio. t Rosinen und 20 000 t Feigen erzeugt.

In klimatischer Hinsicht ist die Türkei ein Land scharfer Gegensätze, was dadurch bedingt ist, daß das im Süden bis zur Alpenhöhe aufsteigende Taurusgebirge ganz nahe an das Mittelmeer herangeschoben und auch die dem Ägäischen und dem Schwarzen Meer zugewandten Küstenstreifen durch hohe Gebirgsketten von dem eigentlichen Anatolien abgetrennt sind. Diese Eigenart der Gebirgsbildung hat zur Folge, daß die dem Mittelmeer und dem Schwarzen Meer zugewandten Küstenstreifen ein sehr feuchtes und mildes Klima aufweisen, während das etwa $\frac{2}{3}$ des Landes umfassende anatolische Hochland bei Regenhöhen zwischen 250 und 400 mm ein sehr hartes Kontinentalklima mit Steppencharakter besitzt, das im Innern und insbesondere im Bereich des großen Salzsees

bereits die ausgesprochenen Merkmale der Halbwüste zeigt.

Trotz der geringen Regenhöhe wird neben einer ausgedehnten Weidewirtschaft ein großer Teil Zentralanatoliens und insbesondere derjenige der Konya-Steppe seit alten Zeiten ackerbaulich genutzt. Neben den eingeschossigen Lehmhäusern der weit auseinandergezogenen Dörfer stehen heute moderne amerikanische Mähdruschmaschinen, welche die riesigen Weizenfelder in wenigen Wochen abernt. Da Zentralanatolien zwischen dem 35. und 40. Breitengrad gelegen ist, reichen Regenhöhen von 250 bis 400 mm für eine Weizenvollernte nicht aus und es muß ähnlich wie in den „dryfarming“-Gebieten der Präriestaaten der USA, das Wasser im Boden gespeichert werden, indem man das Land brach liegen läßt und vor dem Einsetzen der Regenzeit nur ganz flach umpflügt, damit das Wasser zwecks einsickern, aber wegen der dichten Kruste, die sich nach der Regenzeit über dem schweren Steppenboden bildet, nicht verdunsten kann. Ist im ersten Jahr genug Regen gefallen und steht zu hoffen, daß zusammen mit den Niederschlägen des zweiten Jahres die im Boden gespeicherte Wassermenge für die Ernte ausreicht, so wird das

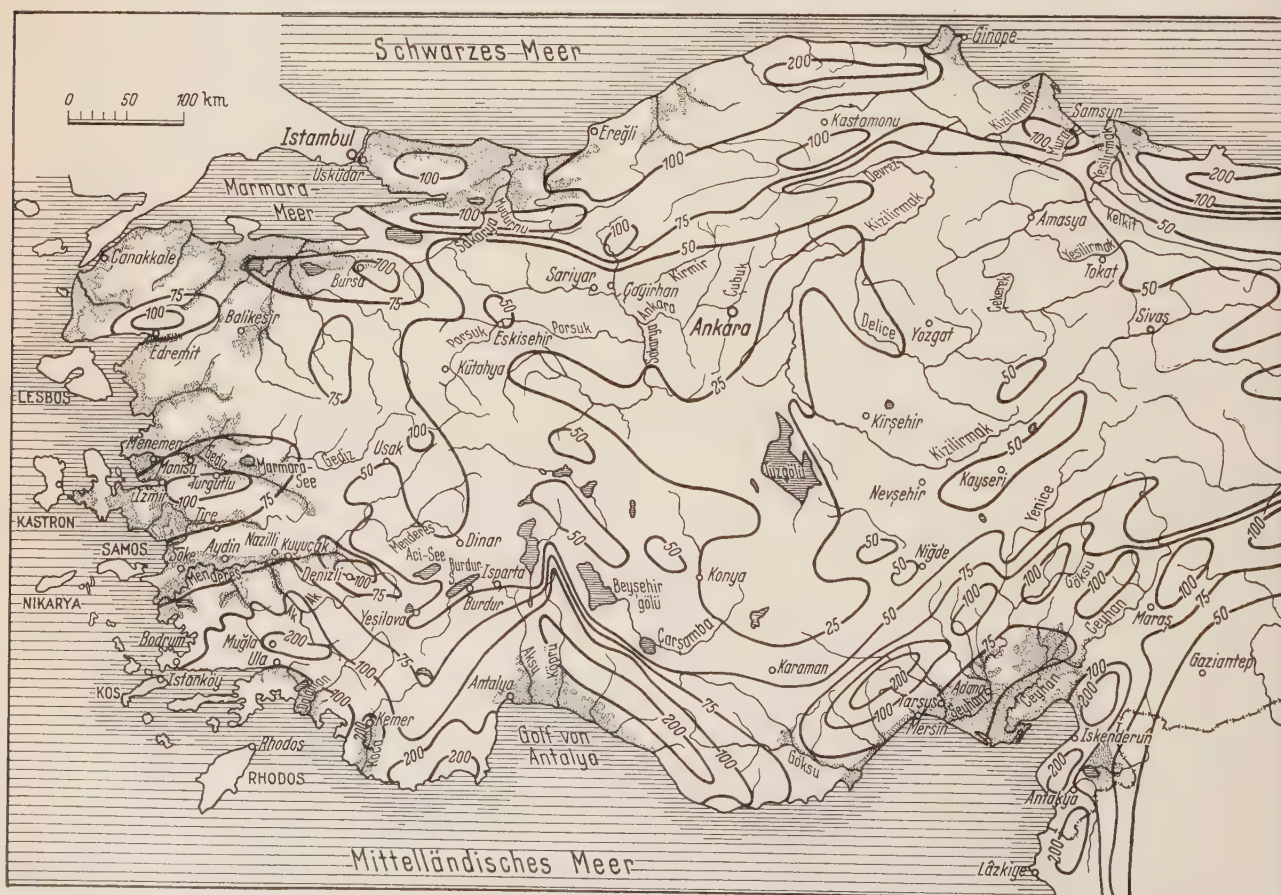


Abb. 1. Westliche Türkei, Talniederungen; Linien gleicher Regenhöhen (Regenhöhe in cm/Jahr).

Land normal umgepflügt und bestellt; andernfalls muß man nochmals zuwarten, um durch Flachpflügen weitere Regenmengen zu speichern. Im Mittelwesten der Vereinigten Staaten gibt es Bezirke, in denen das Wasser vier Jahre lang im Boden angereichert werden muß, ehe eine Ernte erzielt werden kann.

In den Trockengebieten der Türkei wird im allgemeinen nach dem zweiten Jahr umgepflügt und eingesät, was aber das Risiko in sich schließt, daß es bei nicht ausreichender Bodenfeuchtigkeit zu einer Mißernte kommt. Da in einem solchen Falle der Boden vier Jahre ohne Ertrag bleiben würde, betreibt man seit alters her die Zweifelderwirtschaft, bei der immer die Hälfte des Landes bebaut ist und die Hälfte brach liegt. Das nicht bebaute, zur Wasseranreicherung brach liegende Land überzieht

Feigen und Oliven. Die Teeplantagen fehlen ebensowenig (östliche Schwarzmeerküste) wie Citrusfrüchte aller Art (südlich des Taurusgebirges). Wo die Feuchtigkeit des Klimas es erlaubt oder wo, wie an den Südhängen des Taurusgebirges, die Schneehöhe hinreichend groß ist, gedeihen auch Pinien- und Tannenwälder und die albanesischen Eichen mit ihren von der Gerbindustrie hochbezahlten apfelgroßen Früchten dehnen sich von Jahr zu Jahr mehr aus.

Wie viele Völker im vorderen Orient, so vermehrt sich auch die Türkei sehr stark (1,1 % echter Geburtenüberschuß). Die Folgeerscheinungen sind starker Druck auf die landwirtschaftliche Produktion und zunehmende Industrialisierung des Landes. Erhöhung des landwirtschaftlichen Ertrages heißt hier künstliche Bewässerung und Umstel-

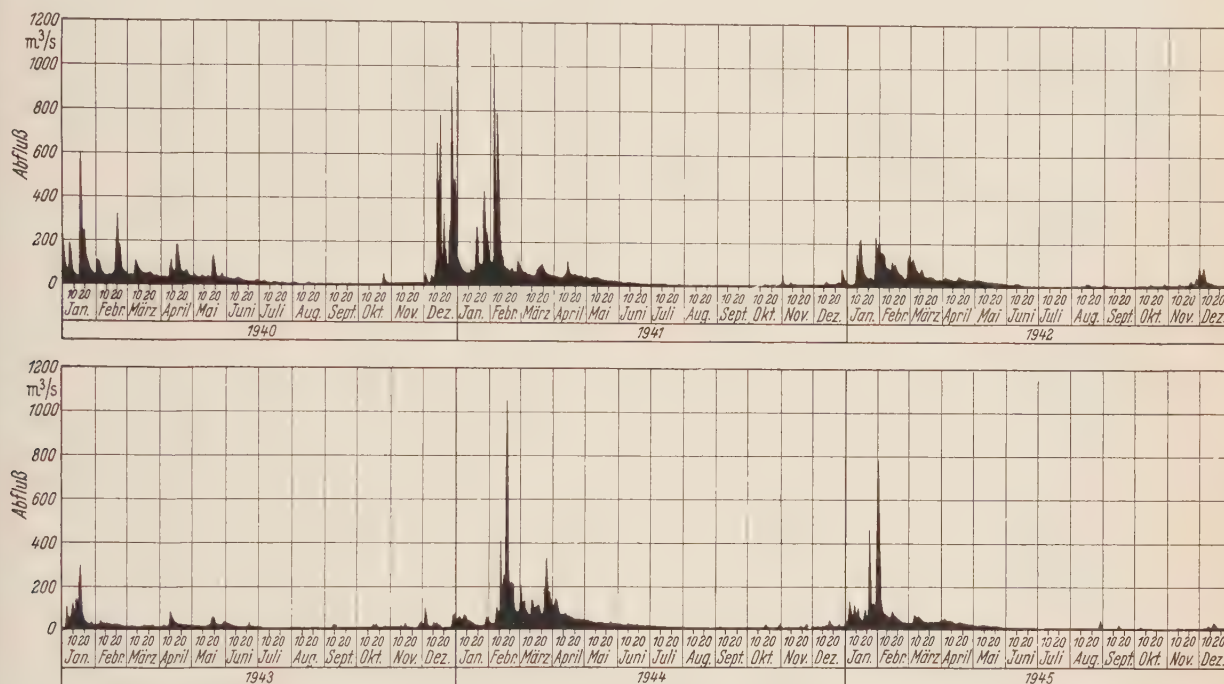


Abb. 2. Verteilung des Abflusses des Gediz von 1940 bis 1945.

ich schnell mit Thymianstauden, die der anatolischen Steppe das Gepräge geben und den mageren Steppenkühen als kümmerliche Nahrung dienen.

Der Frühling ist in den Trockengebieten so kurz, daß mit Ausnahme der Täler und bevorzugter Niederungen weder Obst noch Gemüse gedeihen. Die Steppendörfer sind daher völlig baum- und gartenlos. Statt dessen lenken die kunstvoll geschichteten und getrockneten Mist, die den Brennstoff für den langen und kalten Winter liefern, den Blick auf sich.

In den Gebirgstälern und den auch durch dry-farming nicht mehr bewirtschaftbaren Hochebenen der Konya-Steppe und des Quellgebietes von Euphrat und Tigris leben etwa 2,0 Mio. Türken als nomadisierende Hirten. Herden von 10 000 Schafen und 1000 Rindern sind keine Seltenheit; sie legen jeden Herbst Hunderte von Kilometern zurück, um die privilegierten Winterweideplätze in den Küstenstreifen zu erreichen. Stolz auf die ihr von den Großsultanen erteilten Privilegien lehnt die Hirtenbevölkerung jede Mischung mit den seßhaft gewordenen Bevölkerungsteilen ab.

In den $\frac{1}{3}$ der Türkei umfassenden Randgebieten mit Mittelmeerklima, die durch fruchtbare Ebenen (in Abb. 1 punktiert), liebliches Hügelland und dazwischenliegende Gebirgsketten gekennzeichnet sind, geben, wie schon im Altertum, Glück und Wohlstand der Landschaft das Gepräge. In den Tälern werden Weizen, Mais, Baumwolle, Tabak, Sesam, Sonnenblumen, Flachs, Gemüse und Obst angebaut und im Hügellande erzeugt man Wein, Rosinen,

lung auf ergiebigere Feldfrüchte, während eine Erhöhung des Industriepotentials an das Vorhandensein ausreichender und hinreichend preiswürdiger elektrischer Energie gebunden ist. Bei der Schwierigkeit der Geldbeschaffung für landeskulturelle und energiewirtschaftliche Aufgaben ist man in der Türkei bestrebt, beides miteinander zu verbinden, was zum Ausbau zahlreicher kraftwirtschaftlicher und wasserwirtschaftlicher Mehrzweckprojekte geführt hat. Diejenigen von ihnen, mit denen ich durch meine Ingenieur-tätigkeit in Berührung kam, stellen den Gegenstand der nachfolgenden Ausführungen dar.

1. Gediz-Mehrzweckprojekt

Eines der bemerkenswertesten Mehrzweckprojekte der Türkei ist dasjenige von Gediz, bei welchem die Anforderungen der Bewässerung, des Hochwasserschutzes und der Energieerzeugung in einzigartiger Weise aufeinander abgestimmt wurden.

Der Gediz-Fluß, dessen 16 945 km² großes Einzugsgebiet aus Abb. 1 ersichtlich ist, ergießt sich in den Golf von Izmir (Smyrna). Er durchfließt in seinem Unterlauf die etwa 100 000 ha große Gediz-Ebene, über die einst König Krösus von seiner Hauptstadt Sardes aus die Herrschaft ausübte und deren sagenhafte Fruchtbarkeit schon die Alte Welt aufhören ließ.

Die 1,5 Mio. Einwohner des Gediz-Gebietes bauen Weizen, Baumwolle, Mais, Wein, Rosinen, Tabak, Sesam, Sonnenblumen, Hülsenfrüchte, Flachs, Gemüse und Obst an. 60 % der Bauernhöfe besitzen eine Größe zwischen

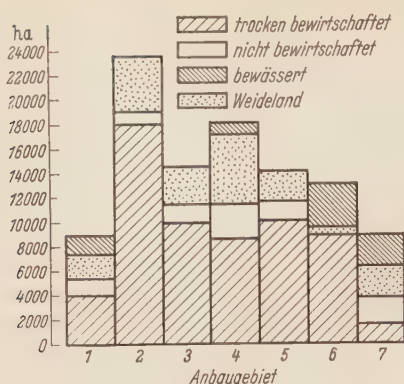


Abb. 3. Wasserbewirtschaftung des Gediz-Gebietes vor der Umstellung.

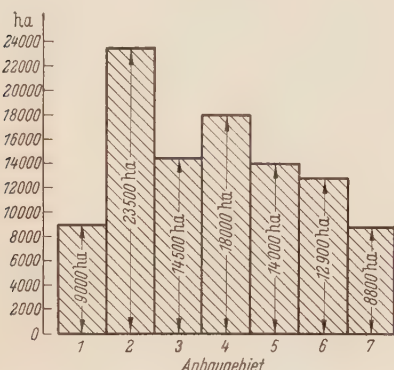


Abb. 4. Künstlich bewässerte Bodenflächen in den Anbaugebieten des Gediz-Tales.

10 bis 50 ha. Das Klima ist durch heiße, trockene Sommer (12°C bis 33°C) und kalte, nasse Winter (-18°C bis $+20^{\circ}\text{C}$) gekennzeichnet. Die jährliche Regenhöhe beträgt im Mittel 630 mm und steigt von 400 mm an der Küste auf 1130 mm im Gebirge. Die jährliche Verdunstungshöhe ist sehr groß und beträgt im Mittel 520 mm. Bezogen auf die Jahresregenhöhe von 630 mm verdunstet somit 81,5 % des Niederschlags. Den zum Abfluß kommenden 18,5 % entsprechen 1,87 Mrd. m^3 Wasser.

Über die einzelnen Jahre verteilt ist der Abfluß außerordentlich schwankend, wie der Abflußverlauf der 6-Jahres-Periode von 1940 bis 1945 erkennen läßt (Abb. 2).

In dem Trockenjahr 1938 betrug der Abfluß nur 10 % von demjenigen des nassen Jahres 1941. Einem größten beobachteten Gediz-Hochwasser an der Mündung von $3000\text{ m}^3/\text{s}$ steht ein niedrigster Sommerabfluß von nur $0,9\text{ m}^3/\text{s}$ gegenüber. In der Hauptwachstumszeit herrscht daher ohne künstliche Abflußregelung und Bewässerung oft Wassermangel, was trotz hervorragenden Bodens und günstigsten Klimas den Ertrag der Ernten herabsetzt.

Vom grauen Altertum bis vor ganz kurzer Zeit wurden 60 % der Talniederungen des Gediz trocken bewirtschaftet (dry-farming) und 10 % überhaupt nicht bebaut; 20 % waren Weiden und nur 10 % wurden künstlich bewässert (Abb. 3). Künftig werden 100 % des Landes künstlich bewässert werden (Abb. 4).

Die Hochwasser des Gediz rühren einmal von ihm selbst her und zum anderen vom Kum Cayi, einem sehr gefährlichen Nebenfluß (Abb. 5). Das größte beobachtete Hochwasser des Gediz bei Adala beträgt $1555\text{ m}^3/\text{s}$, dasjenige des Kum Cayi bei Manisa $1840\text{ m}^3/\text{s}$. Vor Inangriffnahme des Gediz-Projektes waren 90 % des Gediz-Tales im Winter hochwassergefährdet, und zwar waren 30 000 ha einer seichten Überflutung und 62 000 ha der Gefahr von Bodenerosionen ausgesetzt.

Die Grundlage für den kraft- und wasserwirtschaftlichen Ausbau des Gediz-Tales bildet die Demirköprü-Talsperre (Abb. 5 u. 6), die in bordvollem Zustand (252 m über NN) $1,7$ Mrd. m^3 Wasser aufnehmen kann und mindestens für die nächsten Jahrzehnte eine weitgehende Überjahresspeicherung erlaubt. Ihr Abschlußbauwerk bildet ein 77 m hoher Erdamm. Das unterhalb der Talsperre angeordnete Demirköprü-Kraftwerk nützt auch noch das starke Gefälle des Gediz unterhalb des Staudammes aus, so daß die drei Maschinensätze von insgesamt $69\,000\text{ kW}$ ein Bruttogefälle von $120,0\text{ m}$ verarbeiten, das bei tiefster Stauspiegelabsenkung sich auf $101,7\text{ m}$ erniedrigt. Die jährliche Stromerzeugung beträgt etwa 200 Mio kWh .

Das vorerwähnte größte Hochwasser des Gediz bei Adala von $1555\text{ m}^3/\text{s}$ wird durch den 300 Mio. m^3 betragenden Hochwasserschutzraum der Talsperre auf $200\text{ m}^3/\text{s}$ herabgesetzt, wodurch $48\,000\text{ ha}$ des Gediz-Tales 100% ig und $20\,000\text{ ha}$ teilweise geschützt werden.

Es ist bekanntlich im allgemeinen sehr schwierig, die Bedürfnisse der Energieversorgung mit denjenigen einer künstlichen Bewässerung in Einklang zu bringen. Beim Gediz-Projekt wurde diese Schwierigkeit dadurch nahezu



Abb. 5. Einzugsgebiet des Gediz-Flusses mit Talsperren und Bewässerungsanlagen.

vollständig behoben, daß in 20 km Entfernung von der Demirkoprü-Talsperre eine natürliche Senke, Marmarasee genannt, eingedeicht und bei einer höchsten Staukote von 79,2 m über NN auf ein größtes Fassungsvermögen von 340 Mio. m³ gebracht wurde. Der Speicherraum des Marmarasees reicht gerade aus, um den gesamten Winterabfluß aus dem Demirkoprü-Kraftwerk über den aus Abb. 6 ersichtlichen, auf 200 m³/s ausgebauten Kanal in den Marmarasee zu überführen und dort bis zum Beginn der Bewässerungsperiode aufzuspeichern.

Da der Unterwasserkanal des Demirkoprü-Kraftwerkes auf Kote 122,0 und der Stauspiegel im Marmarasee auf Kote 79,2 liegt, kann das Wasser in freiem Gefälle vom Gediz in den Marmara-Stausee abfließen. Die hierfür notwendige Stauhaltung im Gediz erfolgt durch das Adala-Wehr unterhalb des Demirkoprü-Kraftwerkes.

Der Marmara-Stausee soll aber nicht nur das im Demirkoprü-Kraftwerk im Winter abgemahlene Wasser aufspeichern, sondern dient auch gleichzeitig als Hochwasser-Schutzsperre zur Milderung der vorerwähnten

gespeicherten Wassermengen und die vom Kum Cayi aufgefangenen Winterhochwässer können während der Hauptbewässerungszeit dem aus Abb. 6 ersichtlichen Auslaßkanal zugeleitet werden, dessen Regulierbauwerk sich am unteren Ende des Seedeichs befindet. Von hier aus werden sie teils den Hangkanälen des Bewässerungsbezirkes 1, teils dem Gediz direkt zugeführt, von wo sie je nach Bedarf in die Bewässerungs-Hangkanäle der Bezirke 2, 3, 6 und 7 weitergeleitet werden können.

Nach Fertigstellung und Inbetriebnahme der vorstehend beschriebenen Anlagen wird im Gediz-Tal nicht mehr wie bisher (Abb. 3) die Hälfte des Landes brach liegen, sondern die gesamte Talniederung wird entsprechend Abb. 4 künstlich bewässert werden. Die erforderliche Gesamtbewässerungshöhe wurde zu 0,70 m/Jahr errechnet. Tatsächlich werden aber durch die zusätzliche Stauwirkung des Marmarasees aus dem Kum Cayi-Gebiet und durch den mehrfachen Gebrauch von Bewässerungswasser infolge des Rückflusses zum Gediz und der dreifachen Zwischenspeicherung eine Gesamtbewässerungshöhe von 1,0 m/Jahr



Abb. 6. Die Bewässerungsbezirke im Gediz-Becken mit Talsperren und Bewässerungsanlagen.

schweren Winterhochwässer des Kum Cayi. Wie Abb. 6 erkennen läßt, ist im Kum Cayi das Çomlekçi-Wehr errichtet worden, das durch einen 1000 m³/s fassenden Entlastungskanal mit dem Marmarasee verbunden ist, so daß Kum Cayi-Hochwässer bis zu 1000 m³/s vollständig im Marmara-Stausee aufgefangen werden können. Hierdurch haben auch die nördlich von Manisa und südwestlich von Menemen gelegenen, äußerst fruchtbaren Bezirke des Gediz-Tales eine starke Hochwasserentlastung erfahren. Um die vorgenannten Bezirke auch noch gegen die nicht abgebauten Hochwasserrestspitzen von rd. 900 m³/s zu sichern, wurden sie gegen den Kum Cayi, den Deli Cayi und das Mündungsgebiet des Gediz durch hochwasserstiche Deiche abgeriegelt (Abb. 5 und 6).

Die künstliche, rd. 100 000 ha des Gediz-Tales umfassende Bewässerung beginnt am Adala-Wehr. Wie Abb. 6 im einzelnen zeigt, wurde das Gediz-Tal in 7 Bewässerungsbezirke aufgeteilt, die mit Ausnahme der Bezirke 3 und 6 durch am Hang verlaufende Bewässerungskanäle geflutet werden. In den besonders fruchtbaren Bewässerungsbezirken 3 und 6 sind die Bewässerungskanäle gemäß Abb. 6 sternförmig angeordnet.

Die Kanäle der Bewässerungsbezirke 1 und 4 zweigen unmittelbar von dem durch das Adala-Wehr geschaffenen Entnahmesee ab. Für die Bewässerungsbezirke 2 und 3 ist bei Ahmetli ein weiteres Verteilungswehr geschaffen worden, von dessen Stausee die zugehörigen Hangkanäle unmittelbar abzweigen. Für die Bewässerungsbezirke 6 und 7 ist bei Emirel ein drittes Verteilungswehr erbaut worden.

Die während des Winters nach energiewirtschaftlicher Ausnutzung ihres Gefälles im Marmarasee zwischen-

zur Verfügung stehen. Hierdurch wird es möglich sein, auf einem großen Teile des Landes zwei Ernten/Jahr zu erzeugen, wenn für einen geordneten Fruchtwechsel gesorgt wird. Für den Übergang auf zwei Ernten ist es sehr wesentlich, daß infolge des weitgehend erreichten Hochwasserschutzes mit dem Einsäen der Baumwolle künftig einen ganzen Monat früher begonnen werden kann.

Die 100 000 ha künstlich bewässerten Landes sollen etwa wie folgt bestellt werden:

Fläche	Hauptfrucht	Nachfrucht
40 000 ha	Baumwolle	Alfafa oder Klee
15 000 ha	Zuckerrüben	Mais oder Sesam
15 000 ha	Winterweizen	Mais oder Sesam
10 000 ha	Hülsenfrüchte	Flachs
15 000 ha	Weinberge (Rosinen)	
5 000 ha	Obst und Gemüse.	

Zuckerrüben, Winterweizen und Hülsenfrüchte in Fruchtfolge mit der Baumwolle.

Die Ertragsvermehrungen in kg/ha, welche nach der Umstellung des Gediz-Tales auf künstliche Bewässerung erwartet werden, sind aus Abb. 7 für die Hauptanbaukulturen ersichtlich. Abb. 8 zeigt die Erzeugerkosten in DM/ha ohne und mit künstlicher Bewässerung. Abgesehen von Weizen und Rosinen wird durch die künstliche Bewässerung der Ertrag etwa verdoppelt. Für Saatgut und Alfafagrass ergibt sich sogar eine Verdreifachung der Erträge. Die Zusatzkosten durch die künstliche Bewässerung belaufen sich im Durchschnitt auf 30 % der Grundkosten. Aus Tabelle 1 können die zu Abb. 7 und 8 gehörigen Zahlenwerte abgelesen werden.

Tabelle 1

	Ertrag in kg/ha		Erzeugerkosten in DM/ha	
	ohne Bewässerung	mit Bewässerung	ohne Bewässerung	mit Bewässerung
Baumwolle	1110	2360	1290	1770
Rosinen	1610	2610	1230	1615
Sesam	460	1120	494	665
Weizen	1220	1690	465	600
Mais	1420	3290	462	632
Erbsen	750	1520	337	475
Dicke Bohnen	940	2010	306	513
Saatgut	170	590	286	572
Alfagrass	3650	11450	260	326

Die Umstellung des Gediz-Tales von der seit 3000 Jahren gebräuchlichen Trockenbewirtschaftung auf künstliche Bewässerung ist naturgemäß nicht nur ein technisches Problem, sondern verlangt auch eine gründliche Umschulung der landwirtschaftlichen Bevölkerung. Mit dieser Aufgabe hat die türkische Regierung bereits 1930 durch Gründung des Weinforschungsinstituts Manisa begonnen, wo 46,2 ha Weinberge nach wissenschaftlichen Grundsätzen bewirtschaftet und 1,5 Mio. Stecklinge jährlich an die Bauern verteilt werden. 1944 folgte die Landwirtschaftsschule für Ackerbau und Viehzucht, ebenfalls in Manisa. Diese Anstalt verfügt heute über rd. 500 ha Versuchsland und nimmt für einen 3jährigen Lehrgang jedes Jahr 100 Jungbauern auf. Ausbildungsgegenstände sind Ackerbau, Obstbau, Weinbau, Gemüse- und Gartenbau, Geflügel- und Viehhaltung sowie ökonomische Hofwirtschaft. Ein Jahr später wurde, ebenfalls in Manisa, eine Baumwolle-Versuchsstation mit 110 ha Baumwollland ins Leben gerufen, mit der Aufgabe, die geeignetste Baumwollsaat und vorteilhafteste Fruchtfolge festzustellen, die Baumwollqualität zu verbessern und die Anbaukosten zu vermindern. 1951 wurde schließlich die landwirtschaftliche Versuchsstation Menemen geschaffen mit 25 ha Ackerland und 14 ha Weinbergen. Die Aufgabenbereiche dieser An-

stalt erstrecken sich auf Klimauntersuchungen (Temperatur, Regenhöhe, Wind usw.), auf die Feststellung des Wasserbedarfs in Abhängigkeit von Boden und Feldfrucht, der Bewässerungsdauer, der Feuchtigkeitseinwirkung auf den Ertrag und die zweckmäßigste Bewässerungstechnik während der Pflanzzeit. Weitere Forschungsaufgaben betreffen die Fruchtfolge, die natürliche und künstliche Düngung sowie die Saatchichte.

Die Provinzen von Manisa und Izmir erzeugen gegenwärtig 16 000 t Baumwolle/Jahr; nach Einführung der künstlichen Bewässerung werden rd. 50 000 t Baumwolle erzeugt werden können. Durch Auspressen der Baumwollsaamen fallen gegenwärtig 40 000 t Öl an; künftig werden es 120 000 t sein. Die Baumwolle wird heute lediglich entkörnt und zu Ballen gepreßt und ihr Öl größtenteils ausgeführt. In Zukunft soll sie restlos versponnen und zu Textilien verarbeitet werden und aus ihrem Öl soll Margarine hergestellt werden. Die zu Eßzwecken nicht mehr geeigneten Ölrückstände will man zu Seife verarbeiten und auch die Ölkuchen nicht mehr ausführen, sondern im Land verfüttern. Voraussetzung hierfür ist die Bereitstellung der erforderlichen elektrischen Energie zu erträglichen Preisen.

Weitere Pläne zu einer ökonomischeren Nutzung der Agrarprodukte betreffen die Erstellung von Schlacht- und Kühlhäusern sowie die Schaffung von Molkereien und Konservenfabriken. Das auch im Gediz-Gebiet reichlich anfallende Hammelfleisch muß heute nach dem Schlachten sofort gegessen werden und die großen Fischfänge an den Küsten von Dikili, Foca und Izmir können aus Mangel an Kühlvorrichtungen nicht exportiert werden. Das Gediz-Becken ist der Haupteiererzeuger der Türkei, und der Wert dieser Produktion ließe sich um ein Vielfaches steigern, wenn Kühlhäuser vorhanden wären. Ähnlich steht es mit der Verwertung der Milchprodukte und derjenigen von Gemüse und Frischobst. Auch die Durchführung dieser Maßnahmen ist an die Bereitstellung billiger elektrischer Energie gebunden.

Eine Grundvoraussetzung jeder Art von Industrialisierung ist das Vorhandensein von Stahl und Zement. Die 1953 bei Izmir in Betrieb genommene Zementfabrik erzeugt zur Zeit 150 000 t Zement/Jahr und soll bis 1960 auf 300 000 t ausgebaut werden. Hierfür werden aller- 6000 kW bzw. 30 Mio. kWh Strom benötigt. Der vorerwähnte Aufbau einer Textilindustrie, von Ölraffinerien, Kühlhäusern, Konservenfabriken und Getreidemöhlen erfordert bis 1960 weitere 30 Mio. kWh. Dazu kommen weitere 60 Mio. kWh, die heute bereits im Raum von Izmir von zahlreichen industriellen Klein- und Mittelbetrieben verbraucht werden. Man hat ausgerechnet, daß im Jahre 1970 der Strombedarf in den Provinzen Izmir und Manisa 400 Mio. kWh bei 120 000 kW installierter Leistung betragen wird.

Es ist selbstverständlich, daß bei solchen Verbrauchszahlen die heute noch weitgehend vorherrschende Eigenstromerzeugung der Industriebetriebe nicht mehr wirtschaftlich ist. Abb. 9 bis 12 geben ein Bild von der Großverbundwirtschaft, wie sie nach Inbetriebnahme des Demirköprü-Kraftwerkes im Gediz-Gebiet realisiert werden soll. Die Grundlast übernimmt das Dampfkraftwerk Izmir auf Lignite-Grundlage, das sehr gut in der Lage ist, sich den jeweiligen Bedarf anzupassen, da seine 40 000 kWh-Gesamtleistung von einer modernen 15 000 kW-Maschine und einer Reihe kleinerer Maschinen erzeugt wird, während die Spitzenlast von der Wasserkraft übernommen wird. Der in zunehmendem Maße in Erscheinung tretende Fehlbedarf soll von dem Dampfkraftwerk Soma der Etibank gedeckt werden, das zur Zeit in drei Ausbaustufen bei 60 000 kW installierter Leistung auf eine Jahreserzeugung von 400 Mio. kWh gebracht wird. Von diesem Kraftwerk sollen 15 000 kW bzw. 100 Mio. kWh/Jahr durch das Kuyucayi-Tal eingespeist werden. Damit ergibt sich etwa folgendes Bild für die Großverbundwirtschaft:

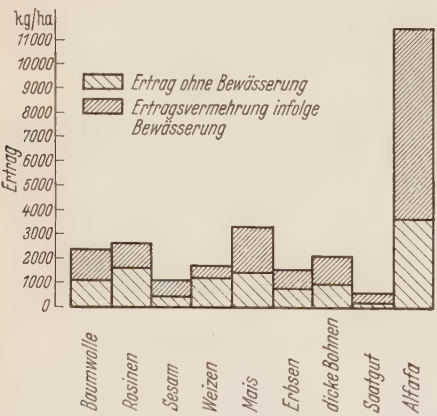


Abb. 7. ha-Erträge im Gediz-Gebiet vor und nach der künstlichen Bewässerung.



Abb. 8. Betriebskosten/ha ohne und mit künstlicher Bewässerung.

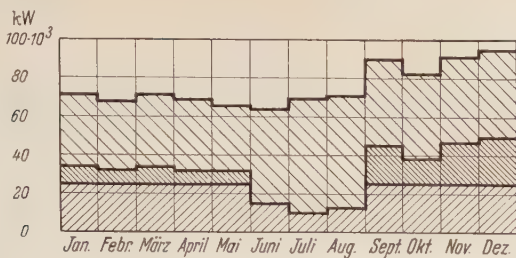


Abb. 9.

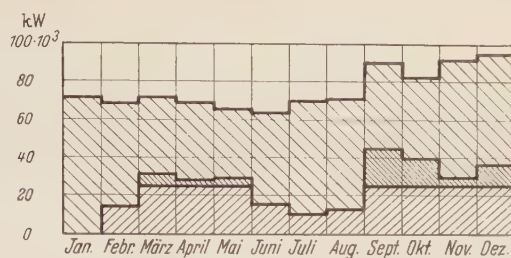


Abb. 10.

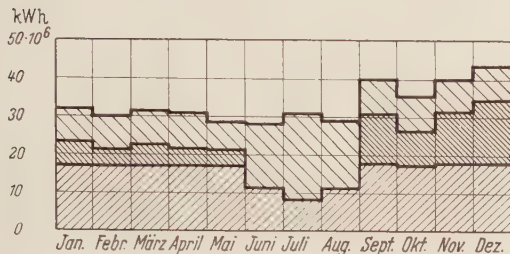


Abb. 11.

Abb. 9 bis 12. Verteilung der elektrischen Leistung und der Stromerzeugung auf Wärmekraft, Fernwärmekraft und Wasserkraft im Gediz-Becken.

Dampfstrom Izmir	(40 000 kW)	200 Mio. kWh
Dampfstrom Soma	(15 000 kW)	100 Mio. kWh
Spitzenstrom Demirköprü	(69 000 kW)	200 Mio. kWh

zusammen 500 Mo. kWh.

Der Strompreis, der bei der Eigenstromversorgung etwa 60 DPf/kWh betrug, soll durch die künftige Großverbundwirtschaft auf 25 DPf/kWh herabgesetzt werden.

Abb. 5 und 6 lassen die zahlreichen Hochspannungsleitungen erkennen, die in Zusammenhang mit der vorgeschriebenen Großverbundwirtschaft erstellt wurden. Die beiden Hauptleitungen mit je 154 000 Volt vom Soma-Kraftwerk und vom Demirköprü-Kraftwerk sind 200 km bzw. 130 km lang und weisen zahlreiche Unterwerke auf,

die meist in der Nähe der Städte liegen und den Strom auf Gebrauchsspannung umspannen.

Die gleichzeitige Berücksichtigung der Bedürfnisse für Hochwasserschutz, Bewässerung und Stromerzeugung führte zu dem nachfolgenden Betriebsplan der Demirköprü-Talsperre.

Kennzeichnung	Staukote	Stauinhalt
Dammkrone	252,0	1,70 Mrd. m³
Höchster Sommerstau bzw. Überfallkrone	244,2	1,32 Mrd. m³
Höchster Winterstau (freizuhaltender Hochwasserschutzraum 0,33 Mrd. m³)	237,0	0,99 Mrd. m³
Tiefster Betriebsstau	225,3	0,53 Mrd. m³
Staubedensohle	180,0	— Mrd. m³

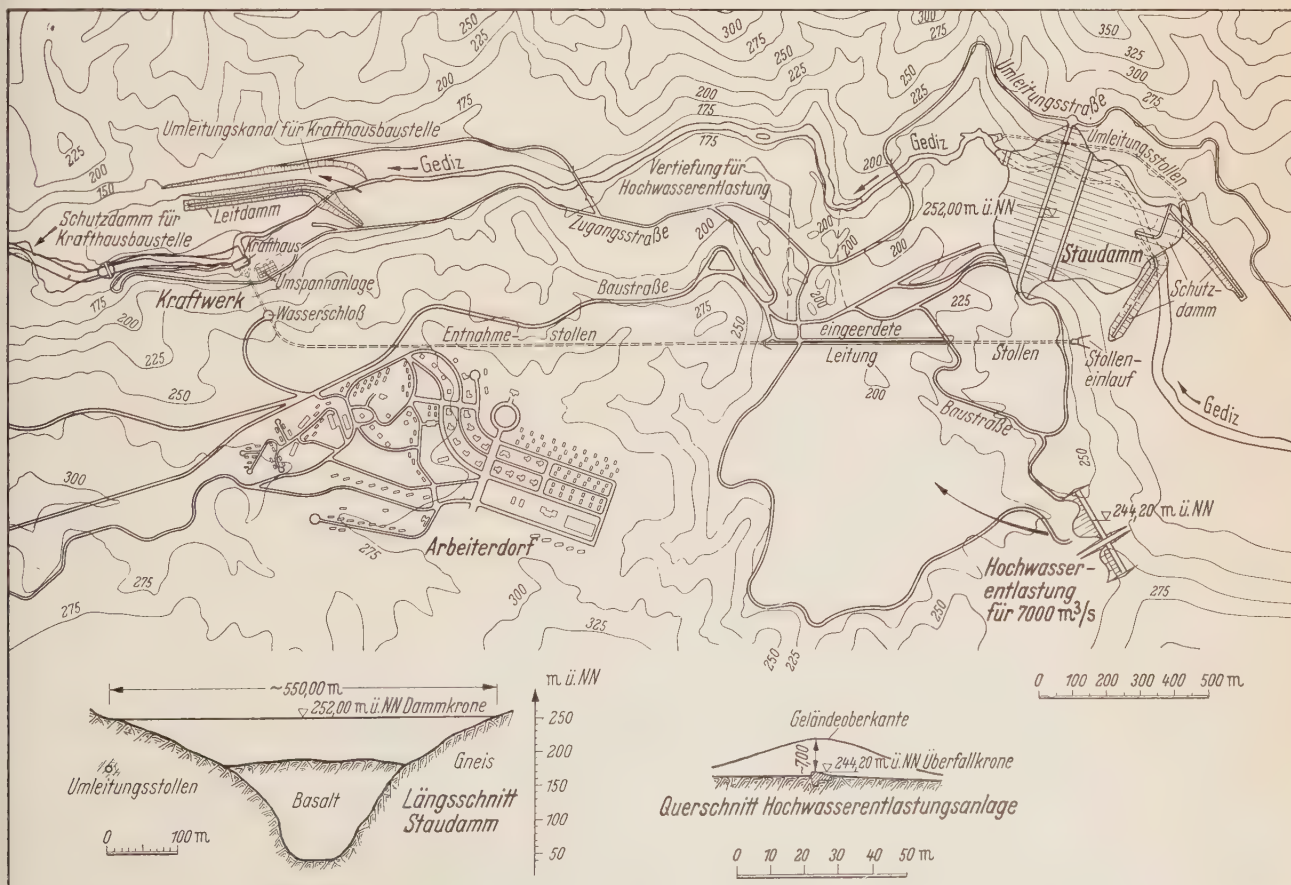


Abb. 13. Gediz-Stauanlage und Kraftwerk.

Bei einer Mehrzweckanlage, die wie diejenige von Demirkopru das wirtschaftliche Leben in einem der fruchtbarsten Täler der Welt so einschneidend und entscheidend verändern wird, mußte die Lebensdauer der Talsperre naturgemäß eingehend untersucht werden. Hinsichtlich der Verteilung der Sedimentablagerungen wurde zunächst folgendes festgestellt:

- 70 % zwischen Kote 180,0 und 225,3, d. h. im Bereich des Totraumes von 0,53 Mrd. m³.
- 14 % zwischen Kote 225,3 und 237,0.
- 16 % zwischen Kote 237,0 und 244,2.

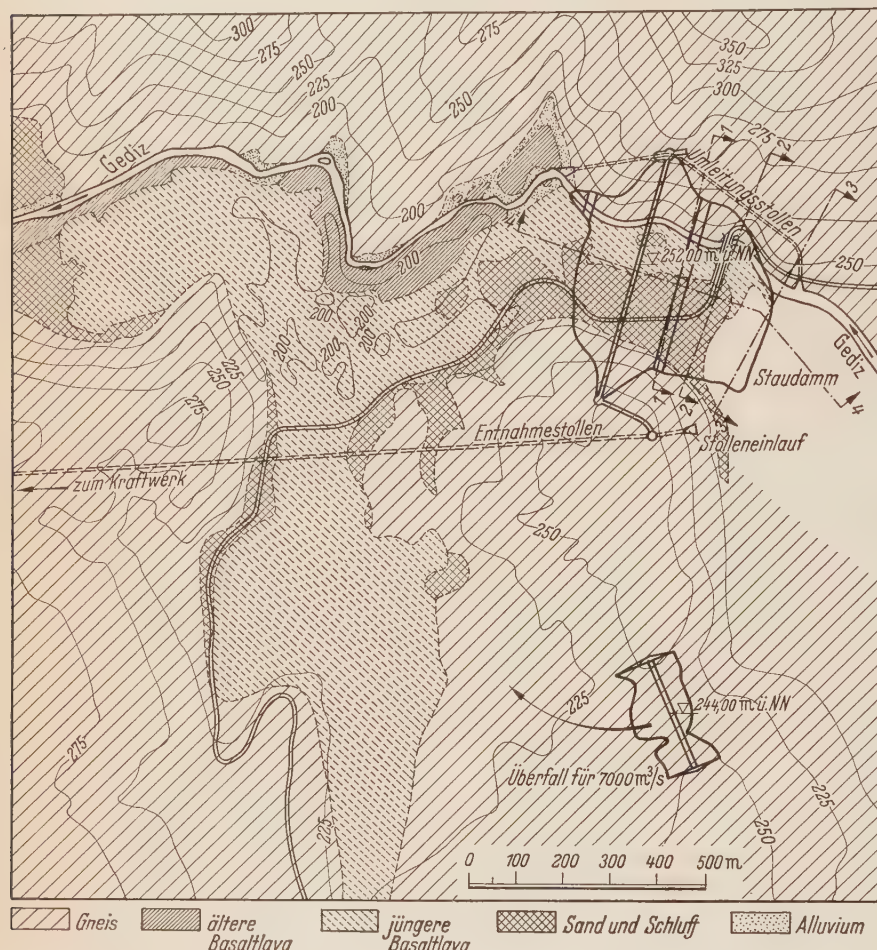


Abb. 14. Geologische Geländestruktur im Bereich des Gediz-Staudammes.

Hinsichtlich der Höhe der Sedimentablagerungen zeigten die Untersuchungen, daß in den nächsten 50 Jahren zwar ein beträchtlicher Teil des Totraumes zugeschüttet sein wird, daß aber die Auflandungen oberhalb der Kote 225,3 sich in erträglichen Grenzen halten werden.

Für die kraft- und wasserwirtschaftliche Nutzung liefert der Talsperrenplan eine mittlere Wassermenge von 0,79 Mrd. m³/Jahr. Unter Berücksichtigung einer Verdunstungshöhe von 2,0 m bei 49 km² Stauffläche gehen hiervon 0,10 Mrd. m³ durch Verdunstung verloren, während weitere 0,12 Mrd. m³ für unvollkommenen Überjahresausgleich in Abzug zu bringen sind, so daß eine Nettowassermenge von 0,57 Mrd. m³ für die kraft- und wasserwirtschaftliche Nutzung sicher verbleibt. Dies entspricht einem mittleren Abfluß von 17,5 m³/s. Im Hinblick darauf, daß im Rahmen der Großverbundwirtschaft das Demirkopru-Kraftwerk in erster Linie den Spitzenstrom zu übernehmen hat, wurde das Schluckvermögen der Turbinen um 50 % auf 26,8 m³/s erhöht. Das mittlere Gefälle beträgt 107,5 m.

Für den Hochwasserüberfall auf Kote + 244,2 wurde angesichts der nur 15jährigen Beobachtungen statt der vor-

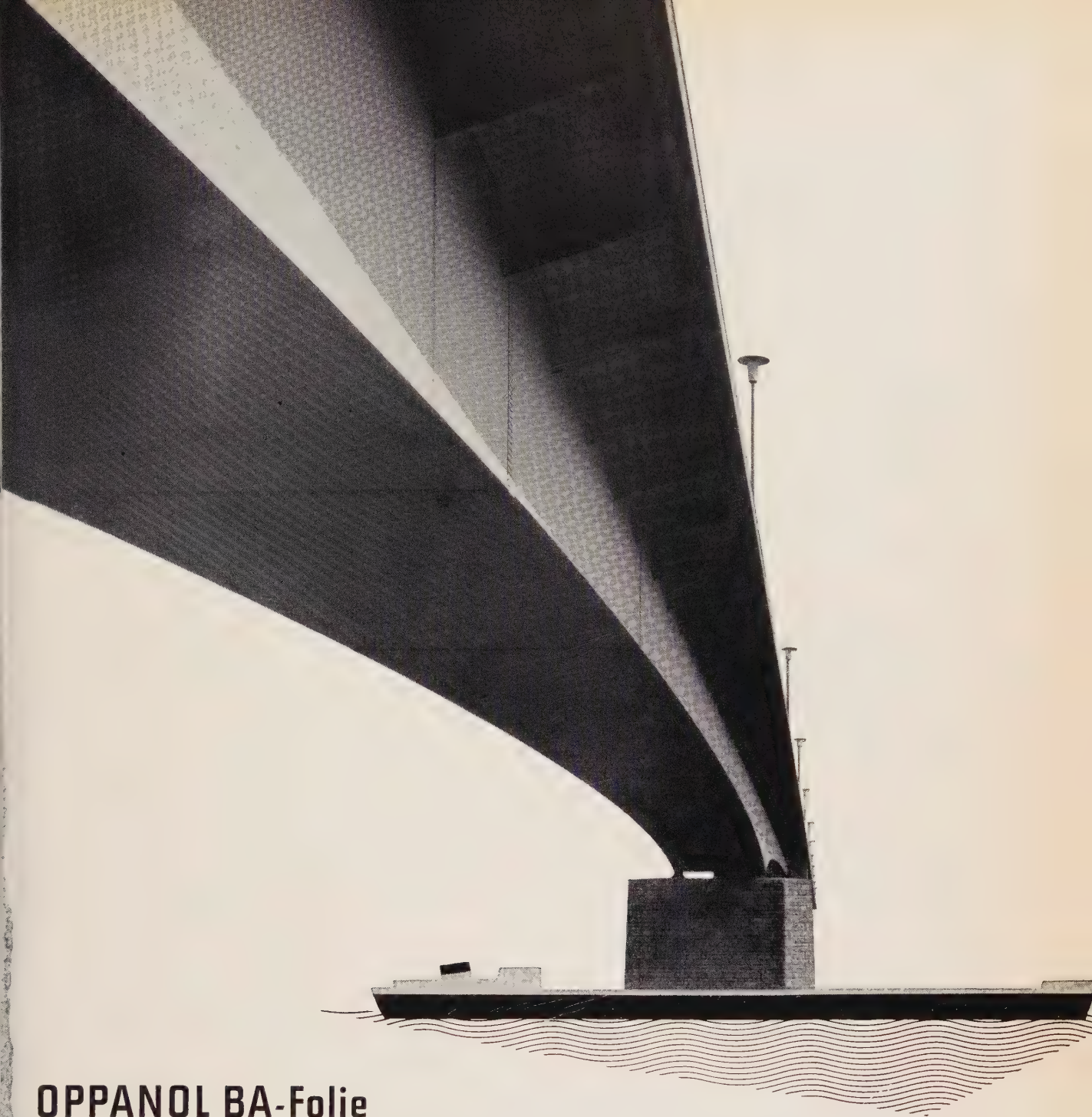
erwähnten Hochwasserspitze von 1555 m³/s das 4½fache, nämlich 7100 m³/s, zugrunde gelegt, was etwa dem 10 000-jährigen Hochwasser entsprechen dürfte. Das Freibordmaß beträgt bei diesem größten Abfluß noch 2,0 m.

Aus Abb. 13 ist die Lage der einzelnen Bauwerke ersichtlich. Der 77 m hohe Staudamm in Filterbauweise ist 550 m lang; seine Herstellung wurde durch eine mehr Deichcharakter tragende Vorsperre mit Umlenkstollen gesichert. Angesichts des starken Gefälles des Gediz unterhalb des Staudammes erübrigte sich eine rückwärtige Schutzsperre. Das Kraftwerk liegt 2½ km unterhalb des

Staudammes und konnte unter Ausnutzung eines kleinen Seitentales vollständig im Trockenen erbaut werden. Der hierfür notwendige Schutzdamm mit dem dahinter liegenden neuen Gediz-Bett ist aus Abb. 15 ersichtlich. Durch diese Maßnahmen wurde der Bau des Kraftwerks beträchtlich vereinfacht und verbilligt. Der Hochwasserüberlauf auf Kote 244,2 ist 330 m lang und erlaubt, wie erwähnt, bei 5,8 m Überfallhöhe die Abführung von 7100 m³/s. Bemerkenswerterweise konnte auf die sonst übliche Schußrinne durch Ausnutzung eines breiten, felsigen Seitentales vollständig verzichtet werden. Es war lediglich notwendig, kurz vor der Einmündung in den Gediz das Seitental auf einer Breite von 150 m und einer Länge von 350 m kanalartig zu vertiefen. Die Entnahmelitung zum Kraftwerk setzt 200 m vor der Talsperre an und ist überwiegend als Stollen durchgebildet. Eine Ausnahme bildet lediglich die 500 m lange Kreuzungsstrecke des vorerwähnten Tales, wo die Entnahmelitung als eingeebnete Stahlbetonleitung ausgeführt wurde. Zahlreiche Straßen waren erforderlich, um das völlig unwegsame Gebiet zu erschließen und die Schüttmassen entnehmen zu können. Bemerkenswert für den fortschrittlichen Geist der heutigen Türkei ist das auf dem linken Hochplateau erbaute Arbeiterdorf.

Die Bauwerke für die Demirkopru-Anlage liegen in einem geologisch hochinteressanten Gebiet (Abb. 14 u. 15). Zu Beginn unserer Zeitrechnung war das Gediz-Tal ein mächtiges, etwa 100 m tiefes und 700 m breites Urstromtal, das durch eine Reihe aufeinanderfolgender Lavaströme zugeschüttet wurde. Während der alte Lavastrom auf das Gediz-Tal beschränkt blieb, ergossen sich die jüngeren Ströme gleichzeitig über die Seitentäler (Abb. 14). Die Querprofile 1 bis 3 von Abb. 15, die durch zahlreiche Bohrungen erschlossen wurden, lassen am Basaltcharakter sehr schön die verschiedenen Lavaströme erkennen. Das ebenfalls durch Bohrung erhaltene Längsprofil 4 zeigt die zu Basalt erstarrte Zunge der Lavaströme.

Für die Wahl der Staustelle war der Umstand bestimmend, daß das oberwasserseitige Dach des Lavastromes von einer absolut dichten Tondecke von etwa 60 m größter Mächtigkeit gebildet war. Diese Laune der Natur wurde von den Projektarbeitern in geschickter Weise ausgenutzt, um eine dichte Verbindung der undurchlässigen Schüttmassen an der Wasserseite mit der mächtigen Tondecke zu erreichen (Abb. 16). Es ergab sich damit von selbst ein Dammquerschnitt in Filterbauweise, d. h. mit dichter Schüttung an der Wasserseite, halbdurchlässiger Schüttung in



OPPANOL BA-Folie

eine verlässliche Brückenwacht

Sicker- und Oberflächenwasser sind die Feinde der Brückenkonstruktion. Mit harmlosen Korrosionsschäden beginnt es, am Ende stehen kostspielige Reparaturen. Als wirksamer Schutz gegen Feuchtigkeitsschäden bei Bauwerken der verschiedensten Art hat sich OPPANOL BA-Folie erwiesen. Dafür sorgen folgende Eigenschaften dieses Isoliermaterials: Wasserundurchlässig und wasserunempfindlich, dehnungsfähig, druckfest, alterungsbeständig und verrottungsfest.

OPPANOL BA-Folie wird überall da verwendet, wo es gilt, Brücken, Fundamente, Tiefbauten, Tunnels, Balkone, Terrassen, begehbare Dächer, Massivdecken von Naßräumen und anderes abzudichten.

Auf Wunsch weisen wir Ihnen Verlegefirmen von OPPANOL BA-Folie nach. Bitte senden Sie uns diesen Anzeigenkupon zu.

BASF

WERBEABTEILUNG

LUDWIGSHAFEN A. RHEIN

Wir interessieren uns für OPPANOL BA-Folie und bitten um Zusendung der Anschriften von Verlegefirmen.

NAME:

ADRESSE:



Badische Anilin- & Soda-Fabrik A.G.
L U D W I G S H A F E N A . R H E I N

NOVOC



Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ

Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

WIRTSCHAFTLICHER
BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung

vom **CERESIT**-Hersteller

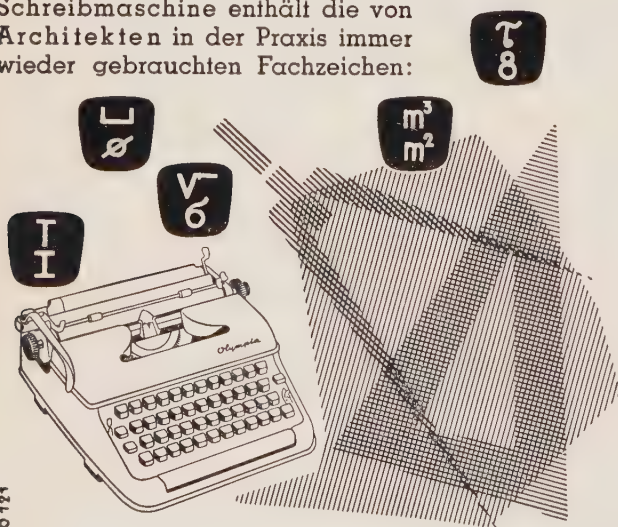
WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

Olympia

vorteilhaft mit der
Spezialtastatur für
Architekten

Die Spezialtastatur der OLYMPIA-Schreibmaschine enthält die von Architekten in der Praxis immer wieder gebrauchten Fachzeichen:



Handschriftliche Eintragungen und viele Anschläge werden durch die Spezialtastatur eingespart.

Ausführliche Druckschriften sendet Ihnen

OLYMPIA WERKE AG.
WILHELMSHAVEN

Stützmomenten- Einflußfelder durchlaufender Platten

Von Dr.-Ing. **Günter Hoeland**, Hannover

Mit 8 Abbildungen und 75 Tafeln 4°. 1957.

Ganzleinen DM 37,50

In der Plattenstatik hat sich die Singularitäten-Methode von A. Pucher für die Ermittlung von Einflußfeldern als sehr fruchtbar erwiesen. Darauf aufbauend erweitert G. Hoeland das Puchersche Tafelwerk auf das Gebiet der durchlaufenden Platten und gibt für die Zweifeldplatte die Einflußfelder der Stützmomente wieder; die 75 Tafeln enthalten nahezu alle vorkommenden Auflagenarten und Seitenverhältnisse der Platte. Auch nachgiebige Mittelstützen und schiefwinkelige Endfelder werden berücksichtigt. Der Verfasser verzichtet auf die Darstellung der bekannten Theorie zugunsten der Tafeln, die auf den Gebrauch in der Praxis zugeschnitten sind; ihre Anwendung wird vor allem für die Berechnung durchlaufender Brückenfahrbahntafeln nützlich sein. *Rudolf Kuhn*

Inhaltsverzeichnis: Erster Teil. **Allgemeine Angaben:** Einleitung. Die Ermittlung der Stützmomenten-Einflußfelder durchlaufender elastischer Platten. Angrenzende schiefwinklige Platten. Auswertung der Einflußfelder. Vergleich mit den Näherungsverfahren der DIN 1075. Literatur. — Zweiter Teil. **Tafelsammlung:** Erläuterungen zu den Tafeln. Zusammenstellung der Tafeln. Tafel 1—8 m_y -Stützmomenten-Einflußfelder von Einfeldplatten. Tafel 9—21 Einflußfelder für die Momente über der starren Zwischenstütze durchlaufender symmetrischer Platten. Tafel 22—67 Einflußfelder für die Momente über der starren Zwischenstütze durchlaufender unsymmetrischer Platten. Tafel 68—75 Einflußfelder für die Momente über der elastischen Zwischenstütze durchlaufender symmetrischer Platten.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Kern und durchlässiger Schüttung an der Luftseite. Entsprechend der geringen Stabilität toniger Böden ist die Wasserseite wesentlich flacher geneigt und im Anschlußbereich an den natürlichen Tonteppich besonders flach ausgebildet. Um jede Möglichkeit einer unkontrollierten Abwanderung von Tonteilchen in den halbdurchlässigen Kernbereich des Dammes auszuschalten, sind beide Bereiche durch ein 5 m dickes, 3zoniges Schrägfilter voneinander getrennt. Außerdem wurde auch im Bereich der dichten Schüttmassen der gesamte Talschotter bis auf den Felsen ausgeräumt. Bei dem aus Abb. 15 ersichtlichen Charakter des Basaltes und der Klüftigkeit des den Basalt umgebenden Gneises erübrigten sich Maßnahmen zur Entspannung von artesischem Druck zwischen den dichten Schüttmassen und dem Gründungsfelsen.

Wie die Profile 2 und 3 von Abb. 15 erkennen lassen, hatten die verschiedenen Lavaströme das Urstromtal des Gediz nicht vollständig ausgefüllt, sondern einen mit feinen Sanden angefüllten Flußbettrest übergossen. Es wurden eingehende Untersuchungen darüber angestellt, ob das zwischen Basalt und Gneis eingeklemmte Sandbett durchströmt werden und gegebenenfalls sogar mit dem Staubecken kommunizieren könnte. Durch Bohrungen und Untersuchungen des Salzgehaltes in dem verdeckten Restbett konnte nach mehrjähriger Arbeit der Beweis erbracht werden, daß jenes keinerlei Gefahr für den späteren Stau darstellen wird.

Überfallwehr, Stollen, Wasserschloß und Krafthaus zeigen die bei Wasserkraftanlagen üblichen Konstruktionsmerkmale. Das gleiche gilt für die 4 Verteilwehre von Adala, Ahmetli, Emiralem und Cömlekci.

Bei der Gründung des Kraftwerkes zeigte die Untersuchung der Basaltlava-Hänge einige geologische Merkmale, die von allgemeinem Interesse sein dürften. Auf einer Teilstrecke von etwa 150 m Länge wiesen die fast senkrecht aufsteigenden Felsen Risse von etwa 15 bis 30 m Tiefe auf, die an der Oberfläche eine Rißweite von 0,5 bis 1,5 m hatten. Diese Risse standen senkrecht zu den bekannten Schwindrissen des Basalts. Eine eingehende geologische Untersuchung dieser Erscheinung ergab, daß es sich um ausgesprochene Abkühlungsrisse handelt, die in dem Basaltmassiv während der Abkühlung der Lava entstanden sind. Im Bereich des Kraftwerkes mußte der gerissene Basalt naturgemäß entfernt werden, was einige 100 m³ zusätzlichen Aushub erforderte¹.

¹ Die Demirkoprü-Stauanlage wurde von der Firma Tibbets - Abbott - Mc Carthy - Stratton, Engineers, New York, entworfen. (Fortsetzung folgt.)

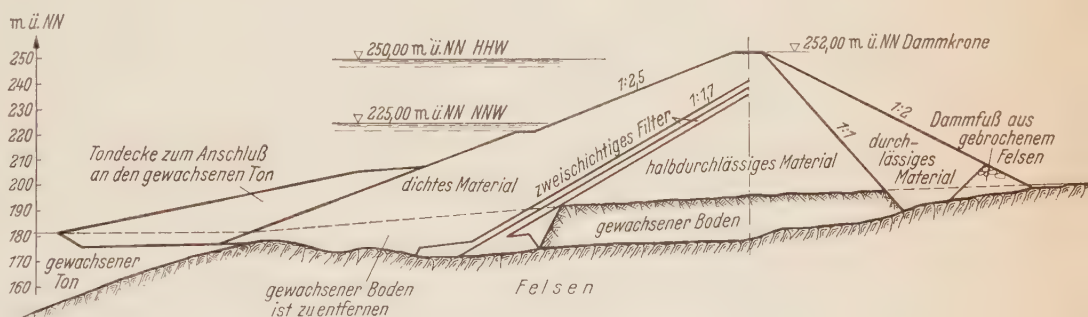


Abb. 16. Querschnitt des Demirkoprü-Staudammes.

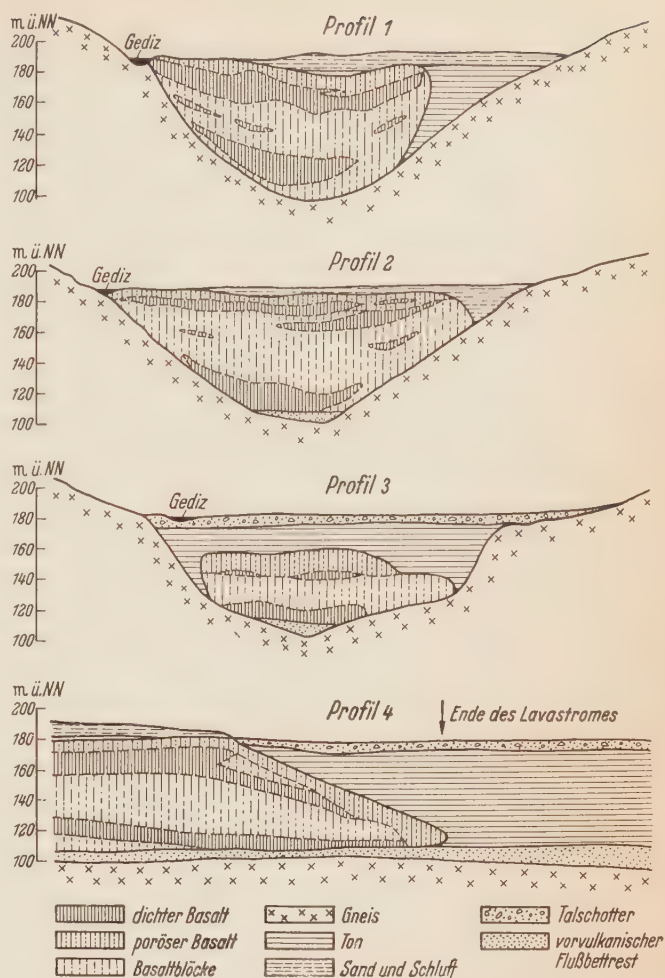


Abb. 15. Verlauf der Lavaströme im Gediz-Tal.

Sicherheitsgrenzen für Einzelmessungen und Stichprobenmittel

Von Prof. Dr. J. Heinhold, München

DK 519 : 658.562 : 620.1.08 : 691.32

1. Einleitung

In der Arbeit „Der notwendige Umfang von Stichproben“ im Band 26 (1951) Heft 1 S. 10—13 dieser Zeitschrift hat Herr Prof. Dr.-Ing. Kurt Gaede auf die Bedeutung der Studentverteilung zur Bestimmung des Mittelwertes einer Grundgesamtheit mittels einer Stichprobe geringen Umfanges für Probleme der Materialprüfung hingewiesen und Tabellen für den notwendigen Stichprobenumfang zur Bestimmung des unbekannten Mittelwertes bei vorgegebenen Genauigkeits- und Sicherheitsanforderungen angegeben. Hiernach kann z. B. ermittelt werden, wie viele Probewürfel wenigstens zu prüfen sind, um die mittlere Festigkeit ξ einer gewissen Betonsorte mit einer vorgegebenen statistischen Sicherheit (= Wahrscheinlichkeit)

auf einen vorgegebenen Fehler genau bestimmen zu können.

Im Hinblick auf das Folgende sei der mathematische Sachverhalt noch kurz angegeben.

Die Anwendung der Studentverteilung wird durch die Voraussetzung ermöglicht, daß die Zufallsgröße x , z. B. die Festigkeit x der aus der Betonsorte zu entnehmenden Probewürfel, einer statischen Normalverteilung mit dem Mittelwert ξ genügt. Ist nämlich $\bar{x}$ das arithmetische Mittel der Meßwerte $x_1, \dots, x_n$ in einer Stichprobe vom Umfang n für eine normalverteilte Zufallsgröße x ,

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{r=1}^n (x_r - \bar{x})^2$$

die Streuung in der Stichprobe, so genügt

$$\frac{\bar{x} - \xi}{s/\sqrt{n}} = t \quad (1)$$

einer Studentverteilung vom Freiheitsgrad $n-1$. Damit gilt mit einer statistischen Sicherheit von $S\%$ die Ungleichung

$$x - \xi < \frac{s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)} \quad (2)$$

und hiernach ergibt sich für den unbekannten Mittelwert ξ der Grundgesamtheit aus dem Stichprobenmittel $\bar{x}$ und der Stichprobenstreuung s^2 der $S\%$ -Vertrauensbereich

$$\bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)} < \xi < \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)}, \quad (3)$$

der den unbekannten Mittelwert ξ mit der Sicherheit $S\%$ enthält. $t_{S\%}^{(n-1)}$ entnimmt man einer Tafel¹ der Studentverteilung für den Freiheitsgrad $n-1$. Es hängt bei vorgegebener Sicherheit noch vom Stichprobenumfang n ab.

Beispiel 1: Bei der Prüfung der Druckfestigkeit von 6 Betonprobewürfeln wurden folgende Werte gemessen: $x_1 = 180$, $x_2 = 175$, $x_3 = 182$, $x_4 = 185$, $x_5 = 186$, $x_6 = 182$ (kg/cm²). Hieraus berechnet sich das arithmetische Mittel

$$\bar{x} = \frac{1090}{6} = 181,67, \quad s^2 = \frac{1}{5} \sum_{v=1}^6 (x_v - 181,67)^2 = 15,4667, \quad s = 3,93.$$

Schreiben wir eine Sicherheit von 99% vor, so entnimmt man der Tafel der Studentverteilung für den Freiheitsgrad 5 den Wert $t_{99\%}^{(5)} = 4,03$. Damit gilt mit einer Sicherheit von 99% die Ungleichung

$$|\xi - 181,67| < \frac{3,93}{\sqrt{6}} \cdot 4,03 = 6,47.$$

Es enthält also der Vertrauensbereich

$$175,20 = 181,67 - 6,47 < \xi < 181,67 + 6,47 = 188,14$$

den unbekannten Mittelwert ξ mit einer Sicherheit von 99%.

s hängt außer von n noch von den jeweiligen Stichprobenwerten $x_1, \dots, x_n$ ab. Kennt man, etwa aus früheren Stichproben, eine obere Schranke G für s , so kann man den Stichprobenumfang n abschätzen, der nötig ist, um den unbekannten Mittelwert ξ der Grundgesamtheit mit einer Sicherheit von $S\%$ auf einen vorgegebenen Fehler F genau zu bestimmen. Letzteres ist sicher der Fall, wenn n so groß gewählt wird, daß

$$\frac{G}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)} < F \quad (4)$$

ist.

Beispiel 2: Kann z. B. $s < 5 = G$ angenommen werden, so läßt sich der Stichprobenumfang n , der nötig ist, um ξ mit der Sicherheit von 99% auf 10 kg/cm² genau zu bestimmen, aus der Bedingung

$$\frac{5}{\sqrt{n}} t_{99\%}^{(n-1)} < 10, \quad \text{also} \quad \frac{1}{\sqrt{n}} t_{99\%}^{(n-1)} < 2$$

berechnen.

Für $n = 5$ ist

$$\frac{1}{\sqrt{5}} t_{99\%}^{(4)} = \frac{1}{\sqrt{5}} \cdot 4,60 = 2,06 > 2,$$

für $n = 6$ ist

$$\frac{1}{\sqrt{6}} t_{99\%}^{(5)} = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot 4,03 = 1,65 < 2,$$

somit wird man mindestens den Stichprobenumfang $n = 6$ wählen.

2. Sicherheitsgrenzen für Einzelmessungen und Stichprobenmittel auf Grund einer Stichprobe

Die obigen Schätzmethoden liefern unter verschiedenen Annahmen eine Abschätzung des Mittelwertes ξ der Grundgesamtheit auf Grund der Ergebnisse, die bei einer Stichprobe vom Umfang n gemessen wurden. Jede neue Probe wird jedoch einen Wert x_{n+1} für die Zufallsgröße x liefern, der gemäß der zugrunde gelegten Normalverteilung von mehr oder weniger abweicht. In der Praxis wird daher in vielen Fällen nicht so sehr der Mittelwert ξ der zugrunde gelegten Normalverteilung interessieren, als vielmehr — etwa bei Fragen der Materialprüfung — eine Antwort auf die Frage, in welchen Grenzen mit einer vorgegebenen statistischen Sicherheit auf Grund einer bereits durchgeführten Stichprobe das Merkmal x , z. B. die Festigkeit des Probewürfels, bei einem weiteren Versuch zu erwarten ist.

Wäre Mittelwert und Streuung der Normalverteilung für das Merkmal x bekannt, so hätte man damit auch Sicherheitsgrenzen für eine Einzelmessung. Derartige Sicherheitsgrenzen und damit einen Vertrauensbereich für die Einzelmessung erhält man aber, wie im Folgenden ausgeführt wird, bereits aus der Voraussetzung, daß x normalverteilt ist, (ohne Kenntnis von Mittelwert und Streuung), lediglich auf Grund einer durchgeführten Stichprobe.

a) Sicherheitsgrenzen für eine Einzelmessung

Sind $x_1, \dots, x_n$ die Stichprobenwerte und x_{n+1} der Wert des Merkmals x bei einem weiteren möglichen Versuch unter denselben Bedingungen, so genügt nunmehr

$$\frac{x_{n+1} - \bar{x}}{s \sqrt{\frac{1}{n} + 1}} = t \quad \text{mit} \quad \begin{cases} \bar{x} = \frac{x_1 + \dots + x_n}{n} \\ s^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{v=1}^n (x_v - \bar{x})^2 \end{cases}$$

einer Student-Verteilung vom Freiheitsgrad $n-1$. Damit gilt für die zufällige Größe x_{n+1} mit einer statistischen Sicherheit von $S\%$ die Ungleichung

$$|x_{n+1} - \bar{x}| < s \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \cdot t_{S\%}^{(n-1)},$$

sie liegt also mit einer statistischen Sicherheit von $S\%$ im Vertrauensbereich

$$x - s \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \cdot t_{S\%}^{(n-1)} < x < x + s \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \cdot t_{S\%}^{(n-1)}$$

mit einer Sicherheit von $w = (50 + S/2)\%$ oberhalb (bzw. unterhalb) der unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenze

$$x(\mp) s \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \cdot t_{S\%}^{(n-1)} = \bar{x}(\mp) s \cdot k(n; w),$$

und mit einer Sicherheit von $(50 - S/2)\%$ unterhalb (bzw. oberhalb) der unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenze.

Beispiel 3: Aus den Stichprobenwerten von Beispiel 1 kann man hiernach den Schluß ziehen: Bei einem weiteren Versuch wäre das Merkmal x (z. B. Festigkeit des Betonprobewürfels) mit einer Sicherheit von 90% zu erwarten in den Grenzen

$$181,67 \pm 3,93 \sqrt{\frac{1}{6} + 1} \cdot 4,03 = 181,67 \pm 17,11,$$

also im Intervall $164,56 < x < 198,78$ (kg/cm²). Die Abschätzung $x > 164,56$ (kg/cm²) gilt dann mit einer Sicherheit von 99,5%. Soll auch die Abschätzung nach unten mit der Sicherheit 99% gelten, so haben wir nur $S = 98\%$ zu wählen und somit $t_{98\%}^{(5)} = 3,365$ zu verwenden. Das gilt

$$x > 181,67 - 3,93 \sqrt{\frac{1}{6} + 1} \cdot 3,365 = 176,40 \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

¹ Z. B. Graf u. Henning, Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik, Berlin 1953, S. 60.

Zur graphischen Bestimmung der $S^0\%$ Sicherheitsgrenzen für den Fall einer Einzelbeobachtung auf Grund einer Stichprobe vom Umfang n sind in den folgenden Abb. 1 und 2 die Werte von $k(n; w)$ für verschiedene n und w graphisch dargestellt.

b) Sicherheitsgrenzen für Stichprobenmittel

Bei gewissen Garantie- oder Abnahmebedingungen ist eine Aussage über die Größe des arithmetischen Mittels einer aus einer Partie zu entnehmenden Stichprobe von vorgeschriebenem Umfang m von Interesse. Auch in diesem Falle kann man lediglich unter der Voraussetzung daß das betreffende Merkmal x eine normalverteilte Zufallsgröße ist, für eine aus der Grundgesamtheit zu entnehmende Stichprobe, ohne Mittelwert und Streuung der Normalverteilung zu kennen, Vertrauensbereiche und Sicherheitsgrenzen auf Grund einer bereits vorliegenden Stichprobe angeben.

Sind $x_1, \dots, x_n$ die Werte der vorliegenden Stichprobe, und $\bar{x}$ arithmetisches Mittel und Streuung dieser Stichprobe und ist x^* das arithmetische Mittel der anzustellenden Stichprobe vom Umfang $m \geq 1$, so ist nunmehr

$$\frac{x^* - \bar{x}}{s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}}} = t \quad (9)$$

tudent-verteilt mit $n-1$ Freiheitsgraden. Damit gilt mit der statistischen Sicherheit von $S^0\%$ die Ungleichung

$$x - \bar{x} < s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}} t_{S^0\%}^{(n-1)}, \quad (10)$$

und hiernach erhält man für das unbekannte Stichprobenmittel x^* mit Hilfe des bekannten Stichprobenmittels $\bar{x}$ und der Streuung s dieser Stichprobe den $S^0\%$ Vertrauensbereich

$$\bar{x} - s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}} t_{S^0\%}^{(n-1)} < x^* < \bar{x} + s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}} t_{S^0\%}^{(n-1)}, \quad (11)$$

er x^* mit der statistischen Sicherheit von $S^0\%$ enthält. Die Zufallsgröße x^* liegt mit einer Sicherheit von $w = 50 + S/2\%$ oberhalb (bzw. unterhalb) der unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenze

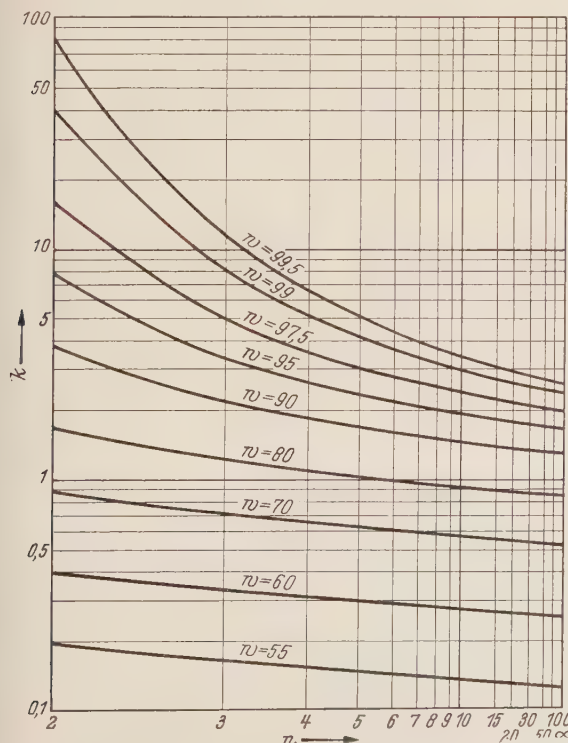


Abb. 1. Diagramme zur Bestimmung des Koeffizienten $k(n; w)$.

$$x(\bar{x}) \pm s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}} t_{S^0\%}^{(n-1)}, \quad (12)$$

mit einer Sicherheit von $(50 - S/2)^0\%$ unterhalb (bzw. oberhalb) der unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenze.

Beispiel 4: Aus den Daten der Stichprobe von Beispiel 1 vom Umfang $n = 6$ kann man dann z. B. schließen: Das arithmetische Mittel einer neuen Stichprobe vom Umfang $m = 3$ liegt mit einer Sicherheit von 99% in den Grenzen

$$\bar{x} \pm s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}} t_{S^0\%}^{(n-1)} = 181,67 \pm 3,93 \sqrt{\frac{1}{6} + \frac{1}{3}} \cdot 4,03 = 181,67 \pm 11,20$$

also im Intervall $170,47 < x^* < 192,87$ (kg/cm²).

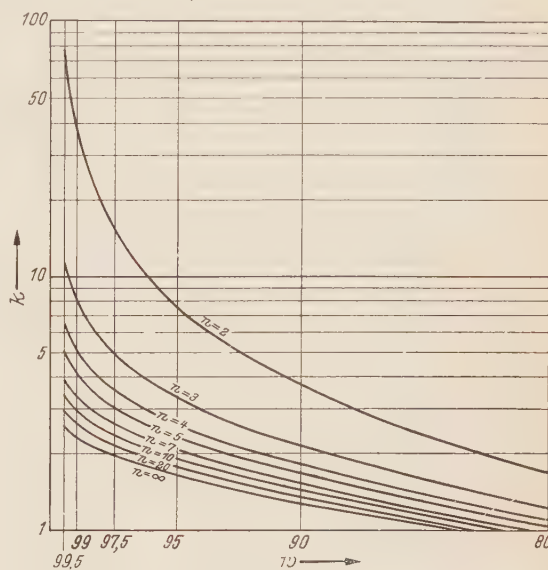


Abb. 2. Diagramme zur Bestimmung des Koeffizienten $k(n; w)$.

Hat die neue Stichprobe einen größeren Umfang, so ist der Vertrauensbereich enger. So erhält man für $m = 6$ den 99% -Vertrauensbereich

$$172,52 < x^* < 190,82.$$

Interessieren nur die unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenzen, so können wir aus dem Obigen entnehmen, daß x^* mit einer Sicherheit von $99,5\%$ oberhalb (bzw. unterhalb) der unteren (bzw. oberen) Sicherheitsgrenzen liegt.

Betrachten wir noch den Spezialfall $m=n$, also den Schluß von einer Stichprobe auf eine weitere Stichprobe vom gleichen Umfang, so haben wir für das neue Stichprobenmittel x^* nach (10) mit der Sicherheit $S^0\%$ die Ungleichung

$$x^* - \bar{x} < s \sqrt{\frac{2}{n}} t_{S^0\%}^{(n-1)}. \quad (13)$$

Man kann hiermit wieder wie in 1., falls für s eine obere Schranke bekannt ist, $s < G$, die Frage nach dem Stichprobenumfang beantworten, der notwendig ist, damit sich das Mittel x^* einer weiteren Stichprobe vom ersten Mittel mit einer Sicherheit von $S^0\%$ um weniger als F unterscheidet. Es ist n so zu wählen, daß

$$G \sqrt{\frac{2}{n}} t_{S^0\%}^{(n-1)} < F$$

ist.

Beispiel 5: Setzen wir dieselben Daten wie in Beispiel 2 voraus, $s < 5 = G$, $S = 99$, $F = 10$ (kg/cm²), so ergibt sich für

$$n = 6, \quad \frac{5 \sqrt{2}}{\sqrt{6}} t_{99\%}^{(5)} = \frac{5 \sqrt{2}}{\sqrt{6}} \cdot 4,03 \approx 11,65 > 10,$$

für

$$n = 7, \quad \frac{5 \sqrt{2}}{\sqrt{7}} t_{99\%}^{(6)} = \frac{5 \sqrt{2}}{\sqrt{7}} \cdot 3,71 \approx 9,91 < 10.$$

Man wird daher den Umfang der Stichproben gleich 7 nehmen.

3. Grenzfälle

Für $m = 1$ ist der Vertrauensbereich am größten, für $m \rightarrow \infty$ am kleinsten. Für $m = 1$ gehen (9), (10), (11) in die Formeln (5), (6), (7) von 2.a über. Für $m \rightarrow \infty$ geht x^* über in ξ und (9), (10), (11) in die Formeln (1), (2), (3) für den Mittelwert ξ der Grundgesamtheit. Für $n \rightarrow \infty$ geht $\bar{x}$ in ξ , $t_{S\%}^{(n-1)}$ in die $S^{0/0}$ -Grenze $\lambda_{S\%}$ der Normalverteilung über und aus (11) erhalten wir das $S^{0/0}$ -Vertrauensintervall für x^*

$$\xi - \frac{\sigma}{\sqrt{m}} \cdot \lambda_{S\%} < x^* < \xi + \frac{\sigma}{\sqrt{m}} \cdot \lambda_{S\%},$$

also für das arithmetische Mittel der Stichprobe vom Umfang m aus einer (ξ, σ) -normalverteilten Grundgesamtheit. $m = 1$ liefert die $S^{0/0}$ -Sicherheitsgrenzen der zugrunde gelegten Normalverteilung.

Während man somit für den Mittelwert ξ der Grundgesamtheit den $S^{0/0}$ -Vertrauensbereich

$$x - \frac{s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)} < \xi < \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)}$$

der Länge $\frac{2s}{\sqrt{n}} t_{S\%}^{(n-1)}$ erhält, kann aus derselben Stichprobe für das arithmetische Mittel einer neuen Stichprobe vom Umfang m grundsätzlich nur (11) gefolgert werden. Es ergibt sich also ein Vertrauensintervall, das $\sqrt{\frac{n}{m} + 1}$ mal so groß ist als das für ξ .

So erhalten wir z. B. aus den Daten von Beispiel 1

$$\xi - 181,67 < 6,47,$$

für das arithmetische Mittel vom Umfang $m = 3$

$$x^* - 181,67 < 11,20$$

und für die Einzelmessung

$$|x_{n+1} - 181,67| < 17,11,$$

jeweils mit einer statistischen Sicherheit von 99 %.

4. Zum Beweis der unter 2. angeführten Abschätzungen

genügt es wegen 3. die Formel (9) zu beweisen.

x ist nach Voraussetzung normal verteilt. Mittelwert und Streuung der Verteilung seien ξ und σ . Diese sind beide unbekannt. Nach dem Additionstheorem der Normalverteilung sind dann auch $\bar{x}$ und x^* jeweils normalverteilt mit demselben Mittelwert ξ und den Streuungen σ^2/n bzw. σ^2/n . Nach dem Additionstheorem ist daher weiter $d = \bar{x} - x$ normalverteilt mit dem Mittelwert 0 und der Streuung

$$D^2(d) = \sigma^2 \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{m} \right).$$

Also ist

$$u = \frac{\bar{x} - x}{\sigma \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}}}$$

normalverteilt mit dem Mittelwert 0 und der Streuung 1. Weiterhin ist

$$v^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{\sigma} \right)^2$$

χ^2 -verteilt mit $n-1$ Freiheitsgraden und unabhängig von x und von x^* also auch von u . Daher ist

$$\frac{u}{\sqrt{\frac{v^2}{n-1}}} = \frac{\bar{x} - x^*}{\sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}}} = \frac{x - x^*}{s \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{1}{m}}}$$

Student-verteilt mit $n-1$ Freiheitsgraden, w. z. b. w.

Wir haben hier stets vorausgesetzt, daß die Zufallsgröße x (etwa die Festigkeit von Betonprobewürfeln der selben Betonsorte) normal-verteilt ist. Nur unter dieser Voraussetzung gelten die oben angegebenen Aussagen. Die Voraussetzung der Normalverteilung kann man unter Umständen bereits durch eine einfache Merkmalstransformation $y = y(x)$, z. B. $y = \ln x$, $0 < x < \infty$, erhalten. Grundsätzlich läßt sich jede Zufallsgröße x mit einer stetigen Verteilungsfunktion in eine normalverteilte Zufallsgröße y mittels einer Transformation $y = y(x)$ überführen.

Spannungsberechnung bei beliebiger Lastflächenform und Belastung

Von o. Prof. Dr.-Ing. H. Lorenz und Dipl.-Ing. Horst Grewe, Berlin.

DK 624.042.1.001

Aufbauend auf die Grundformel von Boussinesq [1] über die Spannung im Erdreich infolge einer Punktlast und auf die durch Berücksichtigung des Konzentrationsfaktors verbesserten Formeln von Fröhlich [2] haben zahlreiche Forscher Formeln für die Berechnung der Spannungen unter gleichförmig und ungleichförmig belasteten Flächen verschiedener Form entwickelt. Aus der Tabelle 1 ist ersichtlich, für welche Lastflächenformen, Belastungen

und für welchen betrachteten Punkt bei wechselnden Konzentrationsfaktoren z. Z. endgültige Formeln bzw. Zahlentafeln oder Diagramme zur Verfügung stehen. Dabei beschränkt sich die Tabelle 1 auf lotrechte Spannungen im Erdreich.

Somit ist die Spannungsberechnung in den meisten praktischen Fällen nach einem oder nach mehreren der erwähnten Verfahren möglich, jedoch ergeben sich Schwierigkeiten, wenn unregelmäßige Bauwerksgrundrisse vorliegen.

Tabelle 1.

Belastungsfigur	Lastflächenform								
	Streifen			Rechteck			Kreis		
	Spannung	ν	Ort	Spannung	ν	Ort	Spannung	ν	Ort
Rechteck	σ_z	alle ν	jeder Punkt	σ_z	$\nu = 3; 5; 7$	Eckpkt. charakt. Punkt	σ_z	$\nu = 3$	Punkte: $M; \frac{1}{2} R; 2 R$
Dreieck	σ_z	$\nu = 3; 5; 7$	lastfreie Kante	σ_z	$\nu = 3; 5; 7$	lastfreie Ecke, Mitte lastfreie Kante	σ_z	$\nu = 3$	lastfreier Randpkt.
Parabel	σ_z	$\nu = 3$	Achse	—	—	—	σ_z	$\nu = 3$	Achse
Glockenf.	σ_z	$\nu = 3$	Achse	—	—	—	—	—	—

(näherungsweise)

[illegible]

errechnet worden. Aus Gleichung (1) ergibt sich durch Subtraktion für den *a*-ten Teil eines beliebigen Kreisringes:

$$\sigma_{zn} = \frac{\sigma_0}{a} \left[\left(\frac{r_{n-1}^2}{z^2} + 1 \right)^{-\frac{\nu}{2}} - \left(\frac{r_n^2}{z^2} + 1 \right)^{-\frac{\nu}{2}} \right]. \tag{2}$$

Setzt man für $r = n \cdot \frac{R}{b}$, worin *n* die Nummer des betrachteten Kreisringes, *R* der Radius des äußersten Kreises und *b* die Anzahl der konzentrischen Kreise ist, so erhält man für die Spannung σ_{zn} unter dem Kreisnetzmittelpunkt infolge eines belasteten Kreisringausschnittes:

$$\sigma_{zn} = \frac{\sigma_0}{a} \left[\left(\frac{(n-1)^2 R^2}{b^2 z^2} + 1 \right)^{-\frac{\nu}{2}} - \left(\frac{n^2 R^2}{b^2 z^2} + 1 \right)^{-\frac{\nu}{2}} \right]. \tag{3}$$

Der Ausdruck in der eckigen Klammer wird als Einflußwert *J_T* bezeichnet.

Es erscheint ausreichend, mit 10 Kreisringen und einer Radialteilung von *a* = 40 zu arbeiten. Die Tabelle 2 enthält Einflußwerte für die Konzentrationsfaktoren $\nu = 3$ und $\nu = 5$. Die Spaltenbezeichnung entspricht der Nummer des betrachteten Kreisringes, die Zeilenbezeichnung dem Tiefenverhältnis *R* : *z*, wobei *R* den Radius des äußersten Kreises darstellt. Welche Größe dem Radius *R* eines einmal gezeichneten Kreisnetzes zugeordnet wird, hängt lediglich vom Maßstab des Bauwerksgrundrisses ab. Die Tiefe *z* bestimmt dann jeweils das entsprechende Verhältnis *R*/*z*.

Der Bauwerksgrundriß wird so in das Kreisnetz eingezeichnet, daß er von ihm vollständig umschlossen wird und daß der Punkt, unter dem die Spannung gesucht wird, in den Kreismittelpunkt fällt. Die Tabelle gibt die Verhältnisse *R* : *z* im Bereich von 0,25 bis ∞ an und dürfte damit für alle praktischen Fälle ausreichen. Die Einflußzahlen für höhere Konzentrationsfaktoren lassen sich durch die angegebene Formel (3) unschwer ergänzen.

Die Einflußzahlen der Tabelle 2 geben die Teilspannung in der Tiefe *z* unter dem Kreiszentrum an für den Fall, daß der betreffende Kreisring voll belastet ist. Aus der Zeichnung ist durch einfaches Abzählen zu entnehmen, welcher Anteil des vollen Kreisringes tatsächlich belastet ist. Bei diesem Abzählen kann auch eine unterschiedliche Belastung berücksichtigt werden. Die belasteten Teilflächen auf den einzelnen Kreisringen brauchen nur einmal ausgezählt zu werden, das Ergebnis der Auszählung ist dann je nach dem Tiefenverhältnis *R* : *z* mit der entsprechenden Einflußzahl zu multiplizieren. Allgemein gilt damit für die

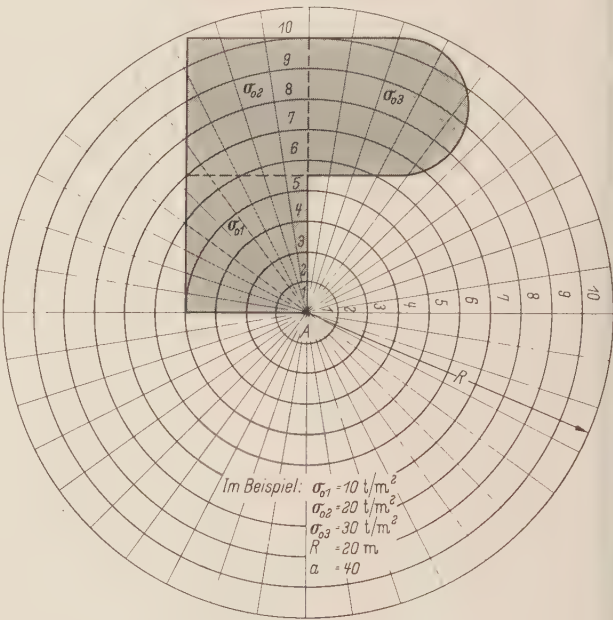


Abb. 1. Kreisnetz mit eingezeichnetem Bauwerksgrundriß.

Tabelle 3: Beispiel der Auswertung nach Abb. 1 für $\nu = 3$.

n	$\frac{1}{a} \sum$ belastete Teilflächen $\cdot \sigma_0$	J_T				σ_{zn}				
		$R/z=1$	$R/z=2$	$R/z=3$	$R/z=4$	$z=20\text{ m}$	$z=10\text{ m}$	$z=6,67\text{ m}$	$z=5\text{ m}$	
1	$\frac{1}{40} \cdot 10 \cdot 10 =$	2,50	0,01480	0,05714	0,12127	0,19960	0,03700	0,14285	0,30318	0,49900
2	$\frac{1}{40} \cdot 10 \cdot 10 =$	2,50	0,04234	0,14246	0,24823	0,32425	0,10585	0,35615	0,62058	0,81060
3	$\frac{1}{40} \cdot 10 \cdot 10 =$	2,50	0,06412	0,16990	0,21984	0,21377	0,16030	0,42475	0,54960	0,53440
4	$\frac{1}{40} \cdot 10 \cdot 10 =$	2,50	0,07834	0,15435	0,14828	0,11350	0,28375	0,38588	0,37070	0,28370
5	$\frac{1}{40} (5,8 \cdot 10 + 1,0 \cdot 20 + 1,0 \cdot 30) = \frac{108}{40} =$	2,70	0,08486	0,12260	0,08558	0,05944	0,22912	0,33102	0,23107	0,16020
6	$\frac{1}{40} (1,0 \cdot 10 + 4,0 \cdot 20 + 4,0 \cdot 30) = \frac{210}{40} =$	5,25	0,08504	0,09117	0,06226	0,03254	0,44646	0,47864	0,32687	0,17080
7	$\frac{1}{40} (4,25 \cdot 20 + 4,5 \cdot 30) = \frac{220}{40} =$	5,50	0,08068	0,06601	0,03507	0,01885	0,44374	0,36306	0,19289	0,10360
8	$\frac{1}{40} (3,5 \cdot 20 + 4,5 \cdot 30) = \frac{205}{40} =$	5,125	0,07367	0,04749	0,02257	0,01151	0,37756	0,24339	0,11567	0,05890
9	$\frac{1}{40} (3,2 \cdot 20 + 4,2 \cdot 30) = \frac{190}{40} =$	4,75	0,06549	0,03434	0,01500	0,00737	0,31108	0,16312	0,07125	0,03500
10	$\frac{1}{40} [(0,4 + 0,25) 20 + (0,25 + 0,5 + 0,33) \cdot 30] = \frac{45,4}{40} = 1,135$		0,05711	0,02510	0,01028	0,00490	0,06482	0,02850	0,01167	0,00530

$\sigma_z = \sum \sigma_{zn} : 2,45968 \quad 2,91736 \quad 2,79348 \quad 2,66230$

Spannung im Kreisnetzmittelpunkt infolge Teilbelastung des n-ten Kreisringes:

$$\sigma_{zn} = \left(\frac{1}{a} \sum \text{belastete Teilflächen} \cdot \sigma_0 \right) \cdot J_{Tn} \quad (4)$$

Die Gesamtspannung ist

$$\sigma_z = \sum \sigma_{zn}$$

Ein Beispiel eines häufig vorkommenden Gebäudequerschnitts mit drei verschiedenen belasteten Flächen, die aus drei Rechtecken und einem Halbkreis zusammengesetzt, ist nach dem geschilderten Verfahren durchgerechnet worden für den Fall, daß die Spannung unter einer Bauwerkskante in den Tiefen $z = 20 \text{ m}$, 10 m , $6,67 \text{ m}$, 5 m gesucht wird. Die Spannungen der Teilflächen verhalten

sich wie $10 : 20 : 30 \text{ t/m}^2$. Abb. 1 zeigt das Kreisnetz mit dem eingetragenen Bauwerksgrundriß. Das Ergebnis der Auszählung einschließlich Multiplikation mit den Einflußzahlen ist nachstehend vollständig wiedergegeben und ergibt als Summe die Spannungen

$$\sigma_{z20,0} = 2,46 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{z10,0} = 2,92 \text{ t/m}^2; \quad \sigma_{z6,67} = 2,79 \text{ t/m}^2; \\ \sigma_{z5,0} = 2,66 \text{ t/m}^2.$$

Literatur

1. Boussinesq: Applications des Potentiels. Paris 1889.
2. Fröhlich: Druckverteilung im Baugrund. Wien: Springer 1934.
3. Newmark: Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations. Univ. Illinois Eng. Exper. Station Circular 24 (1935).

Kurze Technische Berichte

K 624.137.5.04 : 624.152.634.04

Der gegenwärtige Stand der Berechnung von Stützwänden

Über die theoretischen Grundlagen des von lockerem Boden hervorgerufenen Erddrucks auf starre Stützwände sind seit Coulomb zahlreiche Arbeiten bekannt geworden. Dagegen ist wenig bekannt über die gültigen Bodenwerte und über den Einfluß der Wandbewegung auf die Größe und die Verteilung des Erddrucks auf das Bauwerk. Erst während der letzten Jahre ist hier ein Fortschritt zu erkennen, seitdem man bestrebt ist, die Scherkräfte in gewachsenem Boden und in der Hinterfüllung zu berücksichtigen.

Die wichtigsten Konstruktionen von Stützwänden lassen sich in zwei Hauptgruppen einteilen: 1. in starre und 2. in biegsame. Die Berechnungsverfahren sind von der Art der Bewegung des Bauwerks unter dem Einfluß der Belastung abhängig:

a) Massive (Schwergewichts-) Mauern können nur nach vorne gleiten und nach außen kippen. Diese Bewegung erzeugt eine Bruchzone hinter der Wand und der aktive Erddruck kann nach der Coulombschen Theorie bestimmt werden. Der Erdboden unter der Sohle und vor dem Fuß der Wand ist nicht locker. Es ist üblich, einen Erfahrungsgrenzwert für die Belastung festzusetzen.

b) Die Winkelstützwand aus Stahlbeton kann nicht von der Hinterfüllung weggleiten und der Erdboden kann nicht abrutschen. Der Druck auf die Wand ist als „Ruhedruck“ bekannt.

c) Bei einer freistehenden biegsamen Wand kann sich eine Bruchzone vor dem Wandfuß bilden. Das gleiche gilt auch für hinterfüllte biegsame Wände, die

d) Mittels Zugstangen an eingegrabenen Ankerplatten in der Nähe der Wandkrone verankert sind. Der Boden vor dem Wandfuß ist nicht locker. Um die in der Wand auftretenden Spannungen zu bestimmen, ist eine besondere Deformationstheorie aufgestellt. Gerammte Wände werden auch häufig der Einfachheit halber wie in lockerem Boden stehend berechnet, wobei besondere Belastungsfaktoren für den Boden und das Wandmaterial eingeführt werden.

e) Eine innerhalb einer Stützplattform angeordnete Wand verhindert die Bildung einer Bruchzone. Es besteht eine befriedigende Deformationstheorie für die Berechnung der Verteilung des aktiven Erddrucks, doch können experimentell gefundene Reduktionsfaktoren für das Biegemoment, das bei Annahme einer Bruchzone berechnet wird, angewandt werden. Bei der Berechnung der Standsicherheitsgrenzen kann angenommen werden, daß die Wand in den Punkten der größten Momente eingeknickt ist und dadurch gedachte Gelenke entstehen.

In Anbetracht der Zusammendrückbarkeit von Tonboden können unsere derzeitigen Kenntnisse von der Deformation und dem Gleichgewicht biegsamer Wände in Sandboden nicht unmittelbar auf solche, die in Tonboden stehen, übertragen werden. Bis auf weiteres wird aber die klassische Form des Druckverteilungsdiagramms — Dreieck für den aktiven und Rechteck für den passiven Gegendruck — benutzt.

Zum Schluß bietet der Kofferdamm, der aus zwei parallelen Wänden mit Erdfüllung des Zwischenraumes besteht, sowie die

abgestrebte Einzelwand Beispiele für ziemlich verwickelte Deformationsprobleme, die noch ihrer Lösung harren.

Massive Mauern

Die zeichnerische Ermittlung des aktiven Erddrucks von Sandboden nach Coulomb hinter einer massiven Mauer ist allgemein bekannt. Die Annahme einer geraden Gleitlinie ist für starre Wände genügend genau. Für gleichmäßige Bodenverhältnisse können Tabellenwerke benutzt werden. Wenn die Hinterfüllung durchlässig ist, grober Sand oder Kies, und wenn eine ausreichende Drainage vorgesehen ist, kann in der Berechnung das Raumgewicht von natürlich feuchtem Boden angenommen werden. Bei feinerem Sand und Schlamm, auch beim Vorhandensein einer Entwässerung, kann ein starker Regenguß eine zeitweilige Wassersättigung der Hinterfüllung herbeiführen. Es wird empfohlen, je nach der Leistungsfähigkeit der Entwässerung, den halben bis vollen Wasserdruck über die ganze Wandhöhe in Rechnung zu stellen. Für verschiedene Arten von Hinterfüllungsboden geben Erfahrungswerte über die Größe des Reibungswinkels φ einen Anhalt, aber für die Berechnung großer Bauwerke ist es empfehlenswert, Scherversuche durchzuführen, wobei der Hinterfüllungsboden bis zu dem Gewicht zu verdichten ist, bei dem er eingebracht wird oder den er im Naturzustand besitzt.

Die Coulombsche Gleitflächentheorie ist auch für Tonboden anwendbar. Man hat zu unterscheiden:

1. Vollwassergesättigten Ton ohne Reißbildung, $\varphi = 0$.
2. Schlamm und teilweise gesättigten Ton $\varphi > 0$ und 3. festen, rissigen Ton. Alle diese Arten von Ton haben in voll konsolidiertem Zustand einen gewissen Wert von echter Kohäsion C_e und einen Reibungswinkel φ .

Nachgeben einer biegsamen Wand vermehrt die Scherspannung im Boden. Bei gesättigtem Ton ist eine Vergrößerung des Drucks zwischen den Körnern nicht möglich, ohne daß das Porenwasser so weit ausgepreßt wird, daß eine Konsolidierung unter dem neuen Spannungssystem entstehen kann. Daher verhält er sich so, als besitze er nur sog. unechte Kohäsion mit einem zeitweiligen Wert C . Wenn ungestörte Tonproben ohne Entwässerung unter dreifachigem Druck geprüft werden, findet man den Reibungswinkel $\varphi = 0$. Kohäsiver Schlamm mit soviel Tongehalt, daß er sich konsolidieren läßt, kann sowohl echte Kohäsion als auch Reibungswerte $\varphi > 0$ besitzen.

Harter, rissiger Ton hat die Neigung zu fortschreitender Erweichung, wenn Wasser in offene Risse eindringen kann. Einen Anhalt zur Beurteilung des Scherwiderstandes erhält man, wenn man die Proben vor dem Versuch drei Tage lang unter Wasser lagert.

Wenn die Wand zusammen mit der Hinterfüllung eine Abwärtsbewegung vollführen kann, ohne daß die Hinterfüllung sich relativ zur Wandrückfläche bewegt, so ist der Winkel δ für Reibung zwischen Erde und Wand und auch die Haftung C_w zu Null anzunehmen.

Abb. 1a zeigt den allgemeinsten Fall für den Kräfteplan zur Ermittlung des Erddrucks E beim Vorhandensein von Kohäsion C und Adhäsion C_w . Der Kräfteplan gibt in der Nähe der Mauerkrone einen negativen Erddruckwert. Dieser nega-

tive Wert ist zu vernachlässigen, wenn die Wand im oberen Teil nachgeben kann.

Zur Bestimmung des passiven Erddrucks ist eine gerade Gleitlinie auch nicht annähernd richtig. Der Wirklichkeit kommt man näher, wenn man die Gleitfläche (nach Fellenius) aus einem am Mauerfuß beginnenden Kreisbogen und einer diesen Bogen berührenden Geraden unter dem Winkel $45^\circ - \varphi/2$ zusammensetzt. Es empfiehlt sich, zwei gesonderte Kräftepläne (Abb. 1b) zu zeichnen: einen zur Ermittlung des Anteils des Erdwiderstandes, der vom Gewicht und der Reibung herrührt, und einen zweiten nur für die Kohäsions- und Adhäsionskräfte, also einmal für kohäsionslosen und einmal für gewichtslosen Boden.

Alle Stützwände können auch durch Gleiten längs einer gekrümmten, tiefliegenden Gleitfläche, die unterhalb des ganzen Bauwerks verläuft und einen Teil des Widerstand leistenden Untergrunds einschließt, zerstört werden. Solch ein „Grund-

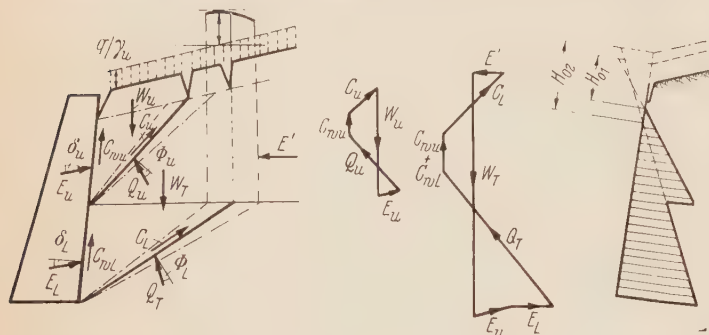


Abb. 1a.

bruch“ ist besonders wahrscheinlich bei Tonboden. Eine Untersuchung von Gewichtsmauern in USA hat als häufigste Ursache dieser Erscheinung eine Überlastung der Gründung durch die Hinterfüllung ergeben.

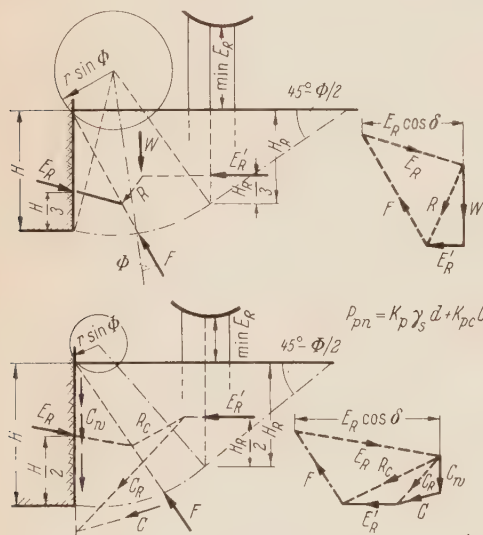


Abb. 1 b.

Eine weitere Ursache für das Auftreten eines Grundbruchs ist das Aufweichen der Tonhinterfüllung. Dagegen sind bei Sandhinterfüllung nur wenige Fälle von Grundbruch bekannt.

Biegsame Wände und die Deformationstheorie

Im vorhergehenden Abschnitt ist der Erdboden im Zustand des Zusammenbruchs betrachtet. Die Berechnung biegsamer Wände für eine bestimmte Spannung oder einen gegebenen Sicherheitsgrad gegen Verschiebung erfordert die Kenntnis der Kräfte, die in der Wand vor dem Zusammenbruch wirken.

Abb. 2a zeigt die Abhängigkeit des Reibungswinkels φ von der Pressung bei einem dreiaxialen Versuch für dichten Sand (Kurve D), für lockeren Sand (Kurve L) und lockeren Schlamm (Kurve LS). Je stärker diese dreiaxiale Pressung ist, um so größer ist der zugehörige Reibungswinkel φ . Wir suchen den tatsächlichen Reibungswinkel, den der Boden unter den beim Bauwerk vorhandenen Bedingungen hat. Dazu ist es erforderlich, diese Bodenspannung zu der beim Scherversuch auftreten-

den in Beziehung zu setzen. Zur Erläuterung soll die Ermittlung des natürlichen oder Ruhe-Erddrucks hinter unverschieblichen Bauwerken dienen.

Wenn Erdboden hinter einer feststehenden Wand geschüttet ist oder sich in großen geologischen Zeiträumen gesetzt hat, wird er durch eine nachträglich aufgebrachte Auflast zusammen gedrückt (Abb. 2c). Ein seitliches Ausweichen quer zu einer lotrechten Begrenzung kann nicht stattfinden. Das entspricht einem gewöhnlichen Druckversuch im Laboratorium (Abb. 2b), in dem die lotrechten Pressungen auf die lotrechten Spannungen bezogen werden. Nun kann so eine lotrecht begrenzte Zusammenpressung betrachtet werden als eine allseitig gleichgroße Pressung auf die Bodenprobe, vermehrt um einen zusätzlichen lotrechten Druck, der die Probe bis zur ursprünglichen seitlichen Begrenzung zurück deformiert. Dieser letztere Anteil entspricht einem dreiaxialen Druckversuch und es zeigt sich, daß die lotrechte Spannung, die diesem zusätzlichen lotrechten Druck entspricht, annähernd doppelt so groß ist wie die ganze Druck-

Die Pressung im gewachsenen Boden in der Tiefe h ist γh . Wenn man diese Pressung und die zugehörige Spannungskurve (b) kennt, kann man die gleichwertige zusätzliche Spannung ablesen. Das Doppelte dieses Wertes ergibt dann die Ergänzung zum dreiaxialen Scherversuch und der zugehörige Wert φ ergibt sich dann aus dem Diagramm Abb. 2a. Wenn dieser effektive Wert φ in die Rankinesche Gleichung eingesetzt wird, erhält man den Ruhe-Erddruck. Das Diagramm zeigt den Beiwert K_0 des Ruhedrucks in Abhängigkeit von der Tiefe unter der Erdoberfläche. Für Tiefen über etwa 1,5 m liegt er bei Sandboden zwischen 0,4 und 0,5.

Abb. 2e zeigt die Änderung des Drucks (nach Terzaghi), wenn eine Wand sich nach innen oder nach vorne bewegt.

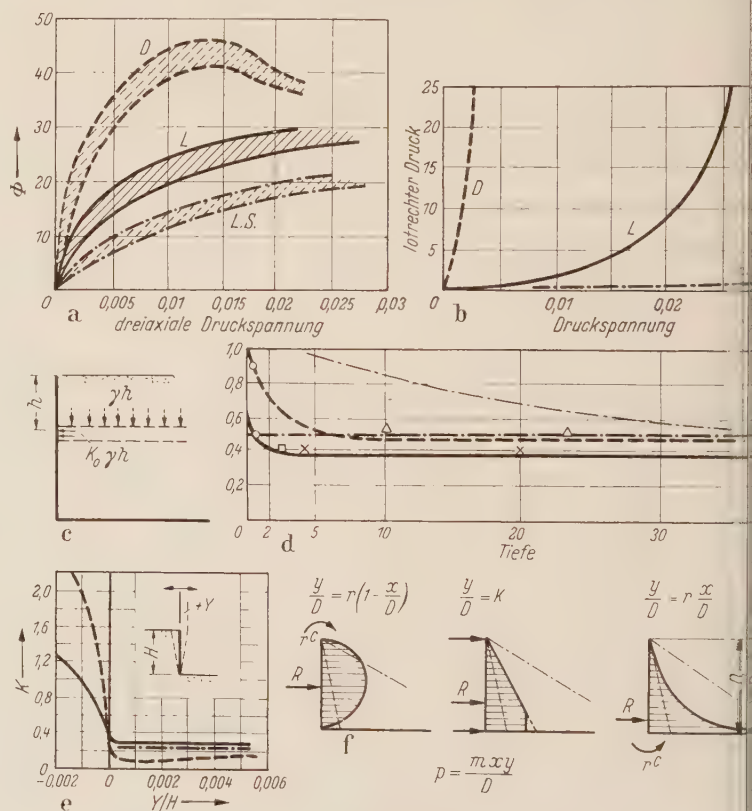


Abb. 2.

indem sie sich um den Fußpunkt dreht. Im Endergebnis kommt man zu Druckverteilungen nach Abb. 2f.

Bei der Berechnung biegsamer Wände erhält man das größte Biegemoment aus dem aktiven Erddruck nach Coulomb minus dem passiven Gegendruck. Selbstverständlich müssen beim Entwerfen die Eigenschaften des Bodens und die Biegesamkeitsziffern des Wandmaterials bekannt sein. Diese Faktoren haben wesentlichen Einfluß auf die Spannungen in der Wand.

Wenn der Boden aus Ton besteht, dann kann sich sein Steifigkeitsgrad m mit der Zeit verringern und die endgültigen Werte sind nicht festzustellen. Es ist unbestimmt, um wieviel sich entwässerter Ton ausdehnt und wie weit die Werte C und φ für die Deformationstheorie passen. Darum sind vorläufig nur

Die vollen Spannungen vom Ruhedruck zuzulassen. Wenn die Kohäsionsziffer C beim Scherversuch kleiner ist als $\frac{1}{4}\gamma h$, so ist anzunehmen, daß die Wand nicht bis zu einer sicheren Eindringungstiefe gerammt werden kann.

Die Ankerkraft bei in Sand stehenden und Sandboden stützenden Wänden hängt in hohem Maße nicht nur von der verschiedenen Zusammendrückbarkeit des Bodens und der Biegesteifigkeit der Pfähle ab, sondern auch von der Art der Bauausführung. Abb. 3 zeigt mögliche Lastverteilungen bei verschiedenen Bauausführungen: 1. die Wand ist gerammt, verankert und hinterfüllt, 2. die Wand ist gerammt, verankert, der Boden vor der Wand wird weggebaggert. Oberhalb des Ankers entsteht passiver Gegendruck, 3. geringes Nachgeben des Ankers verringert den passiven Gegendruck im oberen Teil,

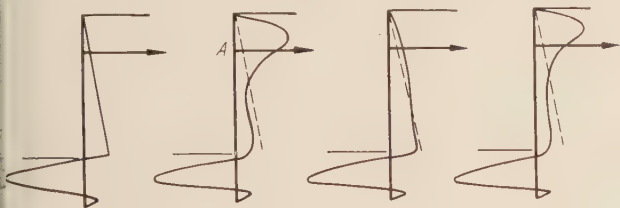


Abb. 3.

bei weiterem Durchbiegen der Wand nähert sich die Druckverteilung wieder dem Fall 2. Künstliches Nachlassen der Verankerung erzeugt eine Rückbildung der Druckverteilung zur Dreiecksform (1), verbunden mit einer kleinen Zunahme des Biegemoments. Darum ist die dreieckförmige Verteilung des aktiven Drucks für die Berechnung der Wandstärke annehmbar. Eine ungleichmäßige Druckverteilung erhält man, wenn nachträglich vor dem Fuß der eingerammten und verankerten Wand gebaggert wird. Die Ankerkraft kann bei tiefen Ankerpunkten den natürlichen (Ruhe-) Erddruck übersteigen. Das ist auch ein Grund für das Auftreten passiven Erddrucks oberhalb der Verankerung. Ein weiterer Grund ist der, daß die vertikale Komponente des Erddrucks die Pfahlwand lotrecht nach unten drückt, was der Anker verhindert. Aus allen diesen Gründen müssen die Ankerstäbe stärker bemessen werden, als die Berechnung erfordert.

Allgemeine Erddrucktheorie

Brinch Hansen hat kürzlich eine allgemeine Erddrucktheorie aufgestellt. Diese gestattet eine interessante Berechnung von biegsamen Wänden in Verbindung mit besonderen Elastizitätsfaktoren für den Erdboden und die Wandbeanspruchung. Die Hauptpunkte dieser Theorie sind (Abb. 4):

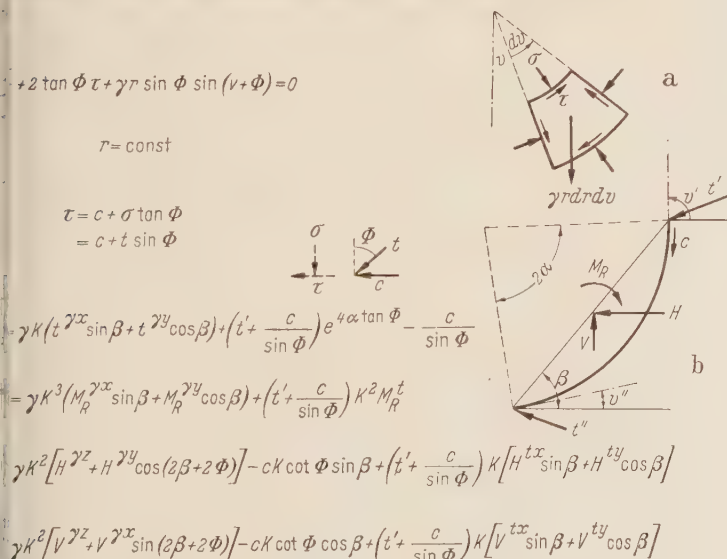


Abb. 4.

1. Die Normal- und Scherspannungen, die auf ein Erdteilchen außer seinem Eigengewicht wirken, werden in radialer und tangentialer Richtung zerlegt. Unter Benutzung der Coulombschen Gleichung $\tau = c + \sigma \tan \phi$ können die Normalspannungen eliminiert werden, woraus sich die Köttersche Differentialgleichung ergibt

$$\frac{d\tau}{d\nu} + 2 \tan \phi \tau + \gamma r \sin \phi \sin (\nu + \phi) = 0. \quad (1)$$

2. Der Radius r der Gleitlinie ist wechselnd und unbekannt. Darum wird eine Gleitlinie gezeichnet, die aus mehreren ineinandergereihten kreisförmigen und geraden Teilabschnitten besteht, so daß für jeden Teilabschnitt ein konstanter Radius r angenommen werden kann. Nach Integration der Gl. (1) mit konstantem r und Einsetzen der resultierenden Spannungen t' und t'' an jedem Ende des betrachteten Gleitlinienabschnitts zugleich mit dem Winkel 2α , um den sich die Linie dreht (Abb. 4b), erhält man eine Beziehung zwischen den Spannungen t' und t'' an jedem Ende eines Abschnitts (Gl. 2). Nach weiterer Zerlegung in lotrechte und waagrechte Komponenten und nach Bildung der Momente erhält man die resultierenden Kräfte und das Moment der Normal- und Scherspannungen rund um die Gleitlinie (Gl. 3). Die Gleichungen sind sehr kompliziert. In einigen Fällen ergeben sich Vereinfachungen. Die Ausdrücke enthalten 14 dimensionslose Beiwerte, die sich mit φ und α ändern.

3. Wir betrachten jetzt das Gleichgewicht eines kleinen Erdkeils an der Erdoberfläche und eines solchen, der an der Wand anliegt. Die Zerlegung der Kräfte ergibt für den ersten zwei

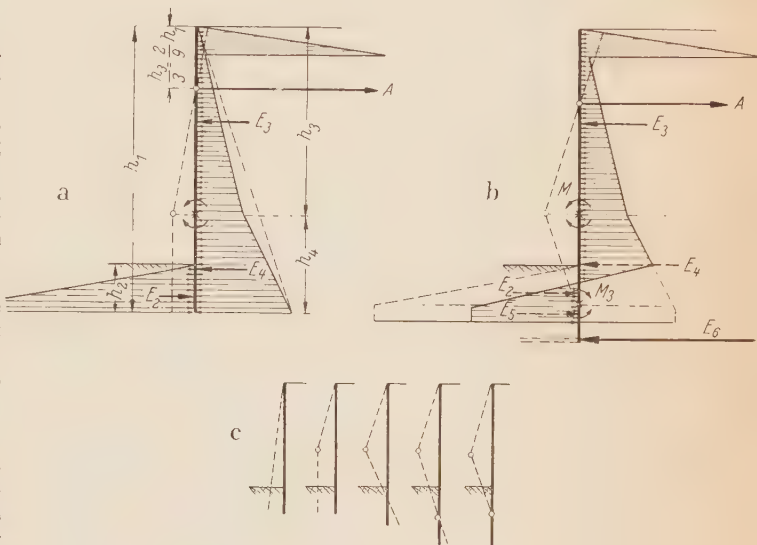


Abb. 5.

Gleichungen, aus denen die Unbekannten t' und v' bestimmt werden. Für den der Wand anliegenden Keil kommt noch der Erddruck e als Unbekannte dazu. Vorausgesetzt, daß die gewählte Gleitlinie für v' und t' richtig ist, findet man aus der Kötterschen Gleichung den Wert t'' und damit den Erddruck.

4. Es wird jetzt angenommen, daß der Erdkörper hinter der Wand an einer einzigen kreisförmigen Gleitlinie entlanggleitet. Dann wird im allgemeinen die Richtung v' der Gleitlinie an der Erdoberfläche nicht mit der berechneten übereinstimmen. Der Fehler ist aber nicht bedeutend.

5. Wenn die aus den Gleichgewichtsbedingungen erhaltenen Kräfte waagrecht und lotrecht zerlegt werden, ist noch eine zusätzliche Gleichung erforderlich, um die Parameter der Gleitlinie mit der Lage des Drehpunkts in Einklang zu bringen. Damit hat man vier Gleichungen zur Bestimmung der Gesamtgröße E und ihres Angriffspunktes an der Wand. In seinem Aufsatz¹ gibt Hansen Tabellen, die die Anwendung der Theorie erleichtern.

Die Berechnung für den Grenzfall

Der Einsturz einer Wand kann auch ohne Nachgeben der Verankerung erfolgen. Bei starrer Wand ist Nachgeben durch Überwindung des Erdwiderstandes vor dem Fuß der Wand möglich. Bei größeren Rammstiefen und biegsamerer Wand kann gleichzeitig damit ein Einknicken der Wand erfolgen

¹ J. Brinch Hansen: Earth pressure calculation (engl.). The Danish technical Press 1953.

(Abb. 5). Die Knickstelle kann als Gelenk angesehen werden. Die Berechnung bei Annahme eines Gelenks gestaltet sich folgendermaßen:

1. Man wählt eine annehmbare Tiefe der Verankerung und eine vermutliche Lage des Gelenks in der Tiefe h_3 (Abb. 5). Man zeichnet das Druckdiagramm für eine Wand von der Höhe h_3 mit dem Drehpunkt im Angriffspunkt des Ankers.

2. Es wird angenommen, daß der untere Teil der Pfähle im Boden eingespannt ist. Man zeichnet das Diagramm für den aktiven Erddruck auf diesen Teil und für den passiven Gegen-druck gegen den Wandfuß.

3. Die Querkraft im Gelenkpunkt wird gleich Null gesetzt, weil dort das größte Biegemoment auftritt.

4. Man berechnet die Momente der Kräfte über und unter dem Gelenkpunkt in bezug auf diesen.

Diese Gleichungen genügen zur Berechnung der Rammtiefe h_2 und der Tiefe des Gelenks h_3 . Wenn diese mit der ursprünglich angenommenen nicht übereinstimmt, ist die Rechnung mit einem neuen Verhältnis der Lage des Ankerdrehpunkts zur Tiefe h_3 zu wiederholen. Man hat es in der Hand vor auszubestimmen, auf welche Weise der Einsturz eines Bauwerks vor sich gehen soll. Z. B. wenn der Wandfuß vorgehen soll, bevor die Wand nachgibt, muß der resultierende Erddruck auf der aktiven Seite gesteigert werden. Damit wächst auch das Biegemoment und das um den Drehpunkt (Ankerpunkt) wirkende Moment verringert sich. Wenn die Wand früher nachgeben soll als der Wandfuß, so steigt die Standfestigkeit und das Biegemoment verringert sich (Abb. 5b). Das gleiche geschieht, wenn der Anker nachgeben soll, bevor der Erdwiderstand oberhalb des Ankers abfällt und der Anker entlastet wird.

Einsturzversuche mit Wandmodellen

Systematische Versuche nach einem festen Programm sind noch nicht so weit abgeschlossen, daß sich endgültige Folgerungen ziehen lassen. Vorläufig sind folgende Erscheinungen bei Versuchen in lockerem Boden festgestellt: die Wand biegt sich in einer Kurve nach außen und hinter ihr entsteht ein Hohlraum, in den der Sand von der Rückseite hineinfließt, und zwar nicht nur längs einer gekrümmten Gleitfläche, sondern auch lotrecht von der Wandkrone nach unten. Die Senkung der Hinterfüllung beginnt bei einer gewissen Durchbiegung der Wand. Sie ist von einer Änderung der Verteilung des aktiven Drucks zu einer dreieckförmigen hin begleitet. Die Biegemomente wachsen bis zu den theoretisch gefundenen Werten an. Bei weiterer Steigerung der Durchbiegung wird die elastische Grenze in einem Punkt erreicht, die Stahleinlagen geben nach, der Beton beginnt zu bröckeln. Es bildet sich ein Knickgelenk. Bei dichter Hinterfüllung kann das Gelenk eine Loslösung der Wand von der Hinterfüllung bewirken. Gleichzeitig wächst das Biegemoment bei fallendem Winkel φ . Wenn sich der Wandfuß nach vorne verschiebt, so ist diese Bewegung immer von lotrechtem Einsinken der Wand begleitet. Die abwärts gerichtete Komponente des aktiven Drucks bewirkt, daß die Tragfähigkeit des Bodens am Fuß überwunden wird.

Die wirtschaftliche Rammtiefe

Die Baukosten einer Wand sind dem Produkt $H \cdot d$ proportional, wo H die gesamte Wandhöhe und d die Materialstärke bedeuten. Daraus folgt $d = \sqrt{\frac{M}{2fk}}$, wenn f die zulässige Spannung und k ein von der Form des Wandquerschnitts abhängiger Beiwert ist. Wenn die Höhe des stützenden Erdreichs mit h bezeichnet wird, kann man schreiben $H = h/\alpha$ und $M = \tau H^3$, woraus

$$Hd = \sqrt{\frac{\tau H^5}{2fk}} = \sqrt{\frac{h^5}{2fk}} \cdot \tau^{\frac{1}{5}}$$

Für gegebene Werte von h , f und k bekommt dieser Ausdruck einen Kleinstwert, wenn τ/α^5 ein Minimum wird. Mit Rücksicht auf die Kosten der Verankerung scheint die Annahme eines Sicherheitsfaktors für die Rammtiefe auch wirtschaftlich gerechtfertigt, weil τ/α^5 einen Mindestwert bei $\alpha \sim 0,72$ bis $0,77$ bekommt.

Verfahren für das Entwerfen

Ein Vergleich der aus den Modellversuchen erhaltenen Momente und Ankerkräfte mit den aus der Hansenschen und der Deformationstheorie errechneten ergibt:

1. Die Hansensche Theorie gibt für gerammte und eingeschüttete Wände gleichgroße Werte. Die Momente ergeben sich zu groß wegen der unterschiedlichen Berechnung nach

Hansen mit der Annahme von Gelenken zwischen geraden Teilstücken, statt der tatsächlich ohne Unterbrechung stehenden Wand. Die Theorie gibt auch zu große Ankerkräfte.

2. Die Deformationstheorie, die mit dem Ruhe-Erddruck rechnet, gibt für die Ankerzugkräfte sichere Werte bei hinterfüllten Wänden, aber für gerammte Wände mit tiefliegenden Anker zu geringe. In Anbetracht der Empfindlichkeit der Belastung der Anker bei Nachgeben derselben ist es schwer, die tatsächliche Ankerkraft zu bestimmen. Nachgeben des Ankers verringert sofort seine Belastung. Für die Bestimmung des Wandquerschnitts gibt es folgende Möglichkeiten:

1. die Berechnung der wirkenden Spannungen,
2. die Berechnung der Grenzfestigkeit (Bruchfestigkeit) der Wand,
3. dasselbe für die Elastizitätsgrenze und
4. für Auftreten der ersten Bewegungen (Verschiebungen)
5. die Berechnung nach Hansen.

Die Ankerkräfte sind in den Fällen 1—4 unter Zugrundelegung des natürlichen (Ruhe-) Erddrucks zu berechnen. Wegen der Unsicherheit des Verhaltens der Wände in der Natur scheinen die Verfahren unter 4. oder 5. die besten Ergebnisse versprechen.

Sicherheitszahlen

Unterschiede zwischen tatsächlichen und berechneten Widerständen können entstehen durch

1. Fehler bei der Schätzung der Werte c , σ und γ ,
2. Unbestimmtheit äußerer Kräfte, wie Pollerzugkräfte, Stöße, unterschiedlicher Wasserdruck und Auflasten,
3. Unterschiede in zulässigen Materialbeanspruchungen.

Hansen empfiehlt die Benutzung gesonderter Sicherheitszahlen, nämlich

1. reduzierter Bodenkonstanten φ' und c' , so daß

$$\tan \varphi' = \frac{1}{1,25} \tan \varphi \text{ und } c' = \frac{1}{1,5} c, \gamma' = \gamma.$$

Dadurch wird der aktive Druck vergrößert und der passive Widerstand verringert.

2. Äußere Lasten und Wasserdrucke sind mit 1,2 zu multiplizieren, Auflasten sind durch reichlich hohe Faktoren zu sichern.

3. Die Haftspannung für Stahl ist durch 1,2 zu teilen und die Betondruckfestigkeit durch 2,5.

Die Wahrscheinlichkeit, daß drei Fehlerquellen sich gleichzeitig in einem Querschnitt der Wand auswirken, ist viel kleiner als das Auftreten eines Fehlers. Infolgedessen hat man bei Anwendung von mehreren einzelnen Sicherheitszahlen im allgemeinen eine größere Sicherheit, als wenn man einen allgemeinen Sicherheitsfaktor einführen würde.

Für Stahlwände im Sandboden kann eine Biegespannung von 1800 bis 1900 kg/cm² zugelassen werden. [Nach P. Rowe: Present Situation on retaining wall design. The Structural Engineer 34 (1956) Nr. 6, S. 204—217.]

E. Jacoby, Lübeck

DK 621.311.25 : 621.039.42 : 624.953

Entwurf von Containern fürdengasdichten Einschluß der Reaktoranlage von Kernkraftwerken

Der gasdichte Einschluß der Reaktoranlage eines Kernkraftwerkes ist eine der vielen Maßnahmen, die garantieren sollen, daß der Betrieb von Kernkraftwerken nicht die öffentliche Sicherheit und Gesundheit gefährdet. Ein Container verhindert den Austritt radioaktiver Stoffe, die bei dem mit sehr geringer Wahrscheinlichkeit zu erwartenden Fall eines Durchgehens des Kernreaktors und/oder eines Schadens am primären Kühlsystem in großen Mengen aus dem Reaktorgefäß und/oder den Rohrleitungen des Kühlsystems freigesetzt werden können.

Als Grundlage für die Bemessung eines Containers werden Schadensfälle postuliert, deren resultierenden Druckwellen Druckzunahmen und -abnahmen sowie Temperaturwirkungen das Containergefäß widerstehen muß. Container werden derzeit gewöhnlich in Stahl ausgeführt (Abb. 1).

Die Annahme, das Durchgehen eines Kernreaktors sei mit einer Bombenexplosion vergleichbar, ist vollkommen irrig. Es ist nicht möglich, in Kernreaktoren die Bildung hochgradig super-kritischer Konzentrationen spaltbaren Materials in einem extrem kurzen Zeitintervall vor sich geht; wie es zur Erreichung sehr hoher Reaktivitätsgrade mit begleitender rapider Energiefreisetzung erforderlich ist. Die verhältnismäßig stärkste Temperatur- und Druckwirkung kann bei dem Durchgehen eines schnellen Reaktors auftreten, was die Zerstörung der inneren

onstruktion des primären Reaktorsystems zur Folge haben
ann. Diese Wirkungen sind jedoch nicht für die Bemessung
des Containers ausschlaggebend.

Insbesondere bei wassergekühlten Kraftwerkreaktoren
(Druckwasserreaktor, Siedewasserreaktor) ist die im primären
Reaktorgefäß und Kühlsystem gespeicherte Energiemenge groß.
Im Falle eines Bruches des Kühlsystems muß der Container
den resultierenden Druckwellen, Druck- und Temperaturzunah-
men standhalten. Bei Reaktorsystemen, die Natrium oder andere
entflammbare Kühlmittel verwenden, können im Schadensfalle
ersträchtliche Energiemengen durch exotherme chemische Reak-



Abb. 1. Stählerne Containerschale von 43 m Dmr. für die Natrium-
gekühlte Butreaktor-Versuchskraftanlage bei Dounreay, Schottland,
im Bau. Photo: Murex Welding Processes Ltd.

tionen freigesetzt werden. Natrium ist in gewöhnlicher feuchter
Luft selbstentzündend. Die aus einem Natriumfeuer resultie-
nde Druck- und Temperaturzunahme ist ein Faktor von
Bedeutung für die Bemessung des Containers.
Der Druckabfall während des Abklingens der Reaktion kann
zu negativem Innendruck führen; der Bereich der barometrischen
Druckschwankungen ist dabei entsprechend zu berücksichtigen.
Die Gefahr des Ausbeulens der Containerschale kann durch
Anordnung von Druckausgleichsventilen (die natürlich nur
Unterdruck im Container ausgleichen) begegnet werden, so
daß kostspielige Beulaussteifungen nicht erforderlich sind.

Weitere bei der Bemessung der Containerschale zu berück-
sichtigende Lastfälle sind: Ständige Lasten von Reaktor- und
Strahlenschutzanlage sowie anderen inneren Konstruktions-
teilen; Verkehrslasten von Kranen, bewegliche Schutzwände
usw.; Wind- und evtl. Erdbebenlasten; ungleichförmige Funda-
mentbewegungen. Belastungsbedingungen bei den verschiede-
nen Bauzuständen sind sorgfältig zu berücksichtigen, zeitweilige
Beulaussteifungen können erforderlich sein.

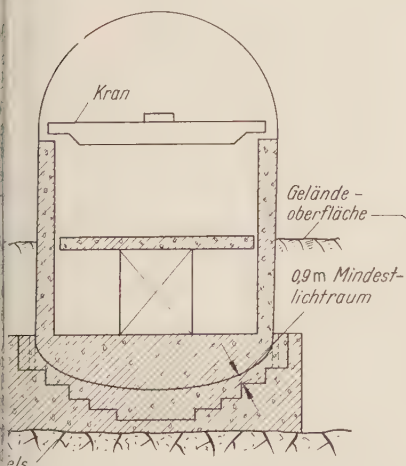


Abb. 2b. Vertikaler zylindrischer Con-
tainer mit einbetoniertem Boden und
innerer Strahlenschutzanlage.

Bei gegebenem Druckraumvolumen ist gewichtsmäßig die
Kugelschale, hinsichtlich der Montagekosten der vertikale
Zylinder mit ellipsoidem Boden und hemisphärischem Oberteil
die optimale Containerform (Abb. 2). Der Horizontalzylinder er-
fordert Ringaussteifungen, die den Materialverbrauch erhöhen,
und seine Montage bereitet gewisse Schwierigkeiten.

Konstruktion und Betriebserfordernisse der Reaktoranlage
sowie erforderliche Abmessungen der Strahlenschutzanlage sind
bei der Festlegung von Größe und Gestalt eines Containers
mitbestimmend. Die Vergrößerung des Container-Druckraumes
über das zur Unterbringung von Reaktor- und Strahlenschutz-
anlage erforderliche Minimum kann durch Erzielung eines
niedrigeren Gleichgewichtsdruckes und Herabsetzung der
Schockwellenbelastung zu einer Verminderung der Gesamt-
kosten führen. Zuweilen ist auch die Verwendung mehrerer
kleinerer Behälter anstatt eines einzigen großen günstig. Alle
variablen Faktoren, die auf die Gesamtkosten der Reaktor-
anlage Einfluß nehmen, einschließlich den Bedingungen des
Baugeländes, sind bei der Ermittlung eines wirtschaftlich opti-
malen Containerentwurfes zu berücksichtigen. Bei Forschungs-
reaktoren mit möglichen Schadensfällen von (verglichen mit
denen von Kraftwerks-Reaktoranlagen) weit geringerer Wirkung
ist der konstruktiv bedingte Raumbedarf im allgemeinen maß-
gebend für den Entwurf des Containers.

Die Strahlenschutzanlage für einen Reaktor hoher Leistung
wird sehr massig, selbst wenn besondere teure Materialien
verwendet werden. Unterbringung der gesamten Strahlenschutz-
anlage innerhalb des Containers kann ein unerwünscht großes
Volumen erforderlich machen, andererseits ist es bei teilweise
außenliegendem Strahlenschutz schwierig, bei Gewährleistung
der freien Beweglichkeit der Containerschale unter Druck- und
Temperaturwirkungen die notwendige Kontinuität der Schutz-
anlage zu wahren, so daß keine Strömungspfade für die Strah-
lung gegeben sind. Die Strahlenschutzanlage erhält zuweilen
zur Erhöhung der Schockwellendämpfung eine besondere Ver-
kleidung.

Es wäre unrealistisch, der Bemessung eines Containers die
aus dem schlimmsten möglichen Unfall abgeleiteten Belastungs-
bedingungen in Verbindung mit üblichen zulässigen Spannun-
gen zugrunde zu legen. Es ist logischer, einen von einem wahr-
scheinlicheren Unfall hergeleiteten Innendruck zu verwenden,
für den der Container wie ein normales Druckgefäß bemessen
wird, und den durch den schwersten theoretisch möglichen
Unfall verursachten Druck als außergewöhnlichen Belastungs-
fall anzusetzen, der die Containerschale bis nahe der Traglast
beanspruchen darf.

Bisher existieren noch keine Normen speziell für Container-
behälter für Reaktoranlagen. Sie sind jedoch in den USA in
Übereinstimmung mit der „ASME Boiler and Pressure Vessel
Code“ gebaut worden, deren Ausgabe 1956 des Abschnittes VIII,
„Unfired Pressure Vessels“, in Verbindung mit der Sondervor-
schrift ASME Code Case No. 1226, Okt. 1956, den Entwurfs-
bedingungen für Container bisher am besten entspricht.

Verfahren für die Berechnung eines Containers für aus-
geprägter Energiefreisetzung resultierenden Schockwellen sind
gegenwärtig noch nicht in befriedigender Form entwickelt. Aus
diesem Grunde wird in den USA empfohlen,
derartige Berechnungen von Naval
oder Army Ordnance Laboratorien durch-
führen zu lassen, da diese über die besten
Erfahrungen auf diesem Gebiet verfügen
und da einige der benötigten Werte der
Geheimhaltung unterliegen.

Wegen der Größe und dem Innenauf-
bau von Containern ist es praktisch nicht
möglich, den fertiggestellten Behälter
einem hydrostatischen Druckversuch zu
unterwerfen; verwendet wird der pneu-
matische Druckversuch. Um die Durchfüh-
rung eines derartigen Versuches zu ge-
statten, muß der Behälter fertiggestellt
und frei von Kontakt mit allen inneren
und äußeren Betonfundamenten sein, um
ungehinderte Inspektionsmöglichkeiten zu
bieten.

Die inneren Lasten werden zuweilen so
durch die Schale in die Fundamente über-
tragen, daß die Schale permanent zu-
gänglich bleibt. In diesem Falle erfolgt
die Abstützung durch übereinanderlie-
gende zylindrische Ringe, die große

Abb. 2a. Sphärischer Container mit
Ringstützung (Darstellung der Strahl-
schutzanlage weggelassen).

Vertikallasten aufnehmen können und gleichzeitig radial biegsam genug sind, um Schalenbewegungen in dieser Richtung ohne nennenswerte Zwängung mitzumachen (Abb. 2a).

Wenn nicht Stützungen vorgesehen sind, die die Lasten der Innenkonstruktion frei von wesentlichem Kontakt mit den beiden Seiten der Behälterwand in die Fundamente übertragen, muß mit dem Ausbau bis zur Fertigstellung des Containers gewartet werden. Nach Druckversuch und Inspektion muß für den Einbau von Beton und größerer Ausrüstungsteile wenigstens eine große zeitweilige Öffnung in die Behälterwand geschnitten werden. Die für den Verschuß der Öffnungen erforderlichen neuen Schweißnähte sind sorgfältig zu prüfen.

Wenn der untere Behälterteil so montiert wird, daß beide Seiten der Schale für radiographische Inspektion zugänglich sind, und wenn dieser Teil dann in die Fundamente eingebettet wird, kann die Bauzeit beträchtlich verkürzt werden bei gleichzeitiger Kostensenkung für den Innenausbau (Abb. 2b). Für die zeitweilige Abstützung empfiehlt sich die Verwendung von Stabstützen, die einen guten Zugang zu den Schweißnähten gestatten. Stabstützen sind leicht zu justieren und einfach zu entfernen; es muß jedoch sorgfältig auf die Vermeidung größerer Spannungskonzentrationen in der Schale geachtet werden.

Die Verschlüsse sämtlicher Öffnungen in der Container-schale müssen für die gleichen Bedingungen bemessen werden, denen der Behälter selbst zu genügen hat. Bei den Öffnungen handelt es sich um (1) Durchdringungen für Rohrleitungen, (2) Luftschleusen für den Zugang von Personal und Material während des Reaktorbetriebes und (3) Luken für den Transport von Ausrüstungsteilen, die zu groß sind, um die Luftschleuse zu passieren. Für die Durchführung derartiger Transporte wird der Reaktor stillgelegt. In Abhängigkeit von der Häufigkeit der Benutzung und der erforderlichen Öffnungsgröße kann eine derartige Luke nach zeitweiliger Randverstärkung in die Schale geschnitten und später wieder eingeschweißt werden oder sie kann permanent mit geschraubter Dichtung vorgesehen werden.

(Nach: W. C. Siler und L. P. Zick: Design Considerations for an Atomic Reactor Containment Structure. 16 S. plus Anhang mit 11 Abb. Vorgetragen auf der Annual Convention of the American Society of Civil Engineers, Pittsburgh, Pa., 15. Okt. 1956. — Ref. ist den Verfassern für die lebenswürdige Zusendung ihres Vortrages dankbar verbunden.)

Thomas Jaeger, Dresden.

DK 621.311.25 : 621.039 (73)

Bautechnische Merkmale der Reaktoranlage des Shippingport-Kernkraftwerkes

Das von der United States Atomic Energy Commission entwickelte Kernenergie-Programm sieht vor, bis 1960 aus fünf günstig erscheinenden Reaktor-Entwicklungen, die aus 80 vorliegenden Projekten ausgewählt wurden, das für industrielle Energieerzeugung am besten geeignete Projekt herauszufinden¹.



Abb. 1. Ansicht der Gesamtanlage des Shippingport-Kernkraftwerkes (mit Schnitten).

¹ Diese fünf Reaktorprojekte sind: Eine Druckwasser-, eine Siedewasser-, eine Natrium-Graphit-Reaktoranlage, eine mit Uran und eine mit Thorium betriebene Homogen-Reaktoranlage und eine Schnell-Brutreaktoranlage ([1] u. [2]).

Von diesen ist die Konstruktion des Druckwasser-Reaktors am weitesten fortgeschritten.

Das erste Kernkraftwerk der USA, dessen Fertigstellung noch im Jahre 1957 erfolgen sollte, verwendet eine Druckwasser-Reaktoranlage. Das Kraftwerk, das mit einem Kostenaufwand von 85 Mio. Dollar von der Duquesne Light Co. und der Westinghouse Electric Corp. bei Shippingport, Pa., errichtet wird, wird anfänglich eine elektrische Nutzleistung von 60 000 kW aufweisen; eine spätere Erhöhung der Leistung auf 100 000 kW ist vorgesehen (Abb. 1).

Das Shippingport-Kraftwerk wird mit einem Kohlekraftwerk wirtschaftlich noch nicht konkurrieren können, aber es wird eine Versuchsanlage im Großmaßstab wertvollste Informationen liefern für den Bau künftiger Reaktoranlagen ähnlichen Typs. Es soll ferner zur Schulung von Bedienungspersonal für zukünftige Reaktoranlagen dienen.

Die im Reaktorkern (Abb. 2) erzeugte Wärmeleistung beträgt 230 000 kW (spätere Erhöhung auf 300 000 kW ist vorgesehen). Verwendet wird eine Kombination von Zirkonium-umkleidetem Spaltstoffstäben aus natürlichem und angereichertem Uran. D

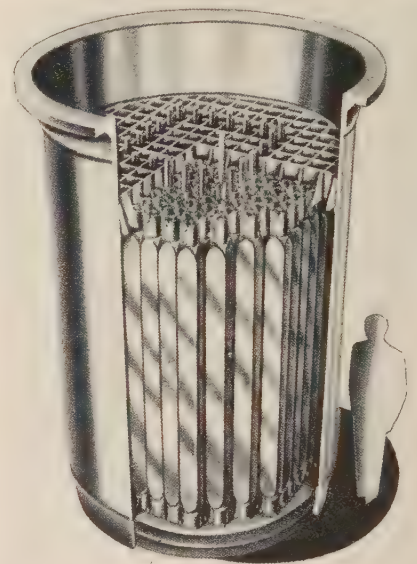


Abb. 2. Perspektivische Schnittzeichnung des Reaktorkerns.

Reaktorbehälter aus mit nichtrostendem Stahlblech plattiertem Kohlenstoffstahl (Abb. 3) hat eine Gesamthöhe von 10,0 m und einen zylindrischen Abschnitt von 2,7 m Innendurchmesser mit 22 cm Wanddicke. Für die Herstellung des zylindrischen Teiles war die Ausführung von drei Ring- und zwei Längsschweißnähten erforderlich.

Das den Reaktorkern mit einer Geschwindigkeit von 3 bis 6 m/s durchströmende Wasser von hohem Reinheitsgrad dient sowohl als Kühlmittel als auch als Moderator zur Abbremsung der Spaltneutronen in den Geschwindigkeitsbereich, in dem sich die Kernreaktion fortsetzt. 90 % der am Boden des Reaktorbehälters eintretenden Wassermenge von 190 m³/min führt Wärme von den Spaltstoffstangen ab, der Rest dient zur Kühlung der thermischen Schutzwand und der Wand des Reaktorbehälters. Das Wasser des aus vier selbständigen Zirkulationssystemen bestehenden primären Kühlkreislaufes steht unter einem Druck von 140 at, um das Sieden zu verhindern. Seine Temperatur beträgt 265° C beim Eintritt in den Reaktorkern und 290° C beim Austritt. In Wärmeaustauschern wird das Wasser der sekundären Kühlkreisläufe erhitzt, der erzeugte Dampf beaufschlagt unter einem Druck von 42 at die Turbinen. Die vier Rohrsysteme sind so bemessen, daß schon drei ausreichten, um die verlangte 60 000-kW-Leistung zu erreichen, während das vierte System als Reserveanlage bei Installationsarbeiten dient. Nur der Reaktor und die primären Kühlsysteme brauchen gegen Strahlung abgeschirmt werden, sekundäre Systeme sind nicht radioaktiv.

Die Errichtung eines Kernkraftwerkes stellt den Bauingenieur wie auch den Maschinenbau- und Elektroingenieur vor neuartigen und ungewöhnlichen Aufgaben. Bautechnische Gesichtspunkte sind beim Entwurf der Anlage wesentlich mitbestimmend. Die bauliche Investition einer größeren Kernkraftanlage beträgt 50 % der Gesamtinvestition oder mehr.

Eine der bedeutendsten Aufgaben für den Bauingenieur ist in der Notwendigkeit des Einschlusses des Reaktors und des primären Kühlkreislaufes in eine vollkommen dichte Hülle, die dem schlimmstmöglichen bei einer Reaktorkatastrophe entstehenden Innendruck widersteht².

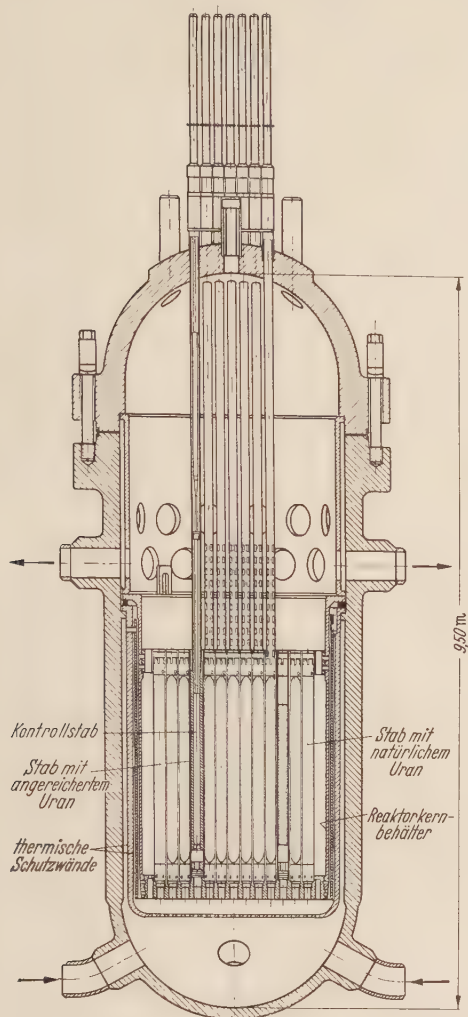


Abb. 3. Längsschnitt durch den Reaktorbehälter.

² Ein Vergleich zwischen einer Reaktorkatastrophe und der Explosion einer Atombombe ist völlig irreführend. Wenn ein Reaktor „durchbrennt“, so geschieht keineswegs ein großes Explosionsglück. Die rein mechanischen Zerstörungen würden auch bei einem kleinen Reaktor geringer sein als bei einem mittleren Explosionsglück in einer chemischen Fabrik. Ein Reaktorunglück ist jedoch durch gefährlich, daß dabei mit hoher Wahrscheinlichkeit radioaktives Material freigesetzt wird; somit schließt das Sicherheitsproblem nicht nur das Betriebspersonal sondern auch die in der Umgebung der Anlage lebende Bevölkerung ein. Radioaktives Material kann vom Wind in dichtbevölkerte Gebiete getragen werden, aber auch in das Grundwasser gelangen [3] [4].

Nach Meinung des Vorsitzenden der U. S. AEC Reaktor-Sicherheitskommission C. R. McCullough könnte ein Reaktorunglück eine zeitweilige Evakuierung einer nahe gelegenen Großstadt erforderlich machen und die Aufgabe eines Grundwasserreservoirs [5].

Bei dem Bestreben, Kernkraftanlagen mit hohem Nutzeffekt an wirtschaftlich günstigen Standorten zu errichten, die sehr nahe an dichtbesiedelten Gebieten liegen können, ist zumindest für die Anfangsperiode auf dem Gebiete der Kernenergie, in die wir eintreten, besondere Vorsicht geboten. Solange mit neuen atomisch hochbelasteten Reaktortypen noch nicht genügend Erfahrungen gesammelt sind, ist — obwohl auch die Kontrolle eines Reaktors überwacht wird — eine hinreichende Sicherheit nicht möglich. Aus diesem Grunde wird mit großem Nachdruck empfohlen, die Reaktoranlagen in gasdichte Container einzuschließen, die dem Druck eines Reaktorunfalles widerstehen und den Austritt von Spaltprodukten und anderen radioaktiven Stoffen verhindern. Die zusätzlichen Kosten für eine derartige bauliche Schutzmaßnahme werden weit geringer sein als die einer wirtschaftlich nachteiligen Errichtung der Anlage in einem unbesiedelten Bereich in größerer Entfernung von dem Gebiet, dem die Anlage dienen soll, — wenn letzteres überhaupt möglich ist [5] [6].

Das erste Beispiel eines derartigen Containers ist die zur Einschließung des Prototyps der Kernkraftanlage für das U-Boot Sea Wolf 1953 in West Milton, N. Y., errichtete stählerne Kugelschale von 69 m Dmr. Ein großer Niederdruck-Container dieser Art hätte jedoch folgenden Erfordernissen für das Shippingport Kernkraftwerk nicht entsprochen:

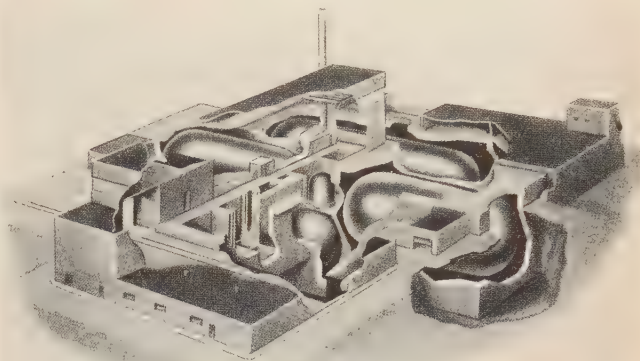


Abb. 4. Schnittdarstellung der Gebäude der Reaktoranlage mit den stählernen Containern.

1. Die Reaktoranlage ist im wesentlichen unterirdisch anzuordnen und durch Erde und/oder Beton sowohl für die Betriebsbedingungen als auch für den Schadensfall gegen Strahlung für die unmittelbare Umgebung hinreichend abzuschirmen.

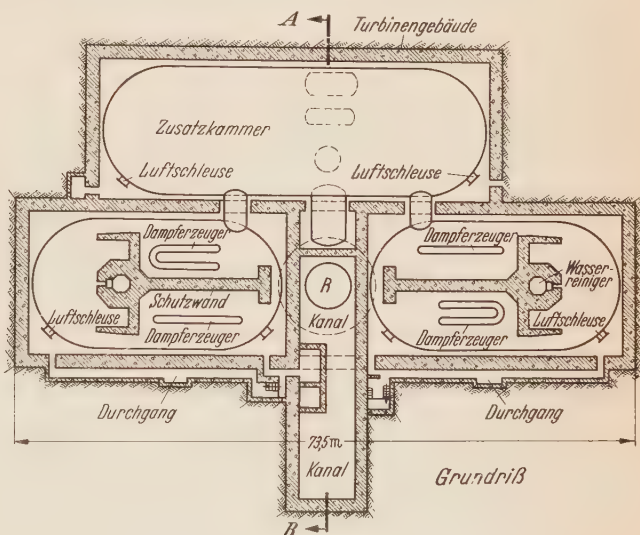


Abb. 5. Grundriß und Querschnitt der Reaktoranlage.

2. Die Anordnung der Anlage soll so sein, daß der normale Betrieb nicht die Anwesenheit von Personal innerhalb des Containers erfordert.

3. Die Herausnahme von Spaltstoffstäben aus dem Reaktorkern erfolgt mit Hilfe besonderer Manipulier-Krane unter Wasser in einem großen Kanal, der vollkommen außerhalb der Containerkonstruktion liegen muß, aber mit einem Ende direkt über dem Reaktor.

Die Containerkonstruktion muß einem Innendruck widerstehen, der sich bei dem ungünstigsten Zerreißen des primären Rohrsystems durch die freigesetzte Energie von 75 m^3 unter einem Druck von 140 at stehenden primären Kühlwassers mit einer mittleren Temperatur von 280°C unter Berücksichtigung der im Metall gespeicherten Energie ergibt, und infolge der ungünstigsten Zirkonium-Wasser Reaktion im schmelzenden Reaktorkern.

Angestrebt wurde ein möglichst kleines Containervolumen. Wegen der Schwierigkeit, die zahlreichen notwendigen Durchdringungen der Containerschale³ für hohe Drücke vollkommen

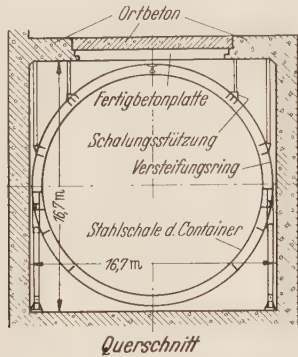


Abb. 6. Für den Bau der Deckenplatten über den drei zylindrischen Containern angewendetes Konstruktionsverfahren.

dicht auszubilden, wurde der maximale Innendruck jedoch auf 3,5 atü begrenzt. Ferner durfte die Dicke der Schale bei Verwendung von SA 212 Stahl 25 mm und bei SA 201 Grade B Stahl 32 mm nicht überschreiten, um die Notwendigkeit eines Spannungsfreiglühens der gesamten Konstruktion zu vermeiden, die bei größeren Dicken gemäß den ASME-Normen gegeben ist. Einer zylindrischen Ausbildung des Containers

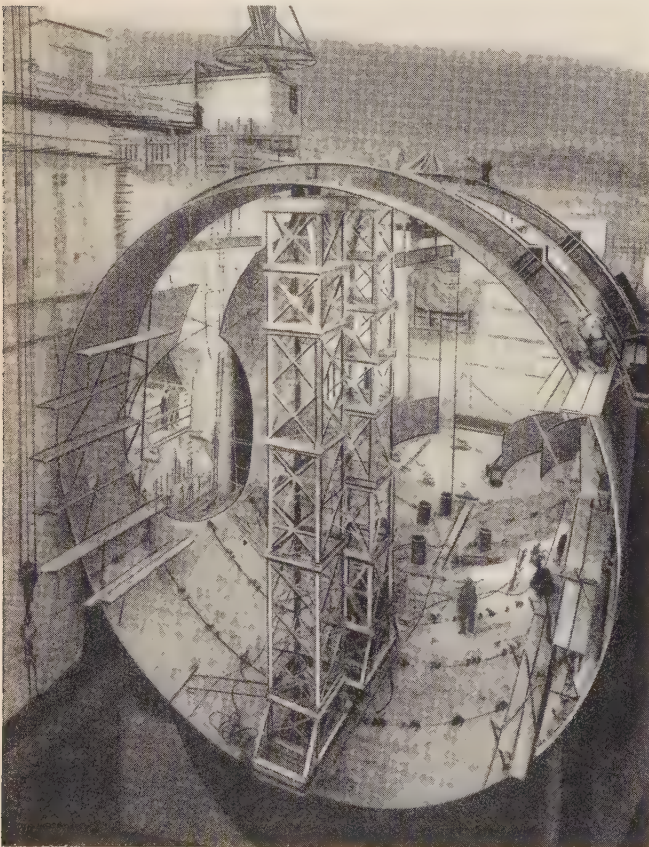


Abb. 7. Der große Container im Bau.

³ Die im Ausführungsentwurf vorgesehenen Durchdringungen sind: Sechs als Luftschleusen ausgebildete Personal-Zutrittsüren, acht große Luken für die Handhabung von Ausrüstungsteilen, eine sehr große Luke über dem Reaktor selbst, sowie Hunderte von Rohren und elektrischen Leitungen.

gehörte der Vorzug vor der sphärischen wegen der dafür erforderlichen geringeren Bautiefe. Der maximale Durchmesser des Zylinders ergab sich zu 15 m, was bei weitem für die Unterbringung der Dampferzeuger hinreichte. Zahlreiche mögliche Container-Anordnungen wurden nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten untersucht. H. T. Evans berichtet über die interessante Entwicklungsgeschichte dieses neuartigen Projekts; hier wird lediglich der Ausführungsentwurf beschrieben.

Die Reaktoranlage des Kernkraftwerkes ist in vier stählernen Containern untergebracht, die wiederum von Stahlbetonkästen mit 150 cm dicken Wänden und Decken eingeschlossen sind (Abb. 4 und 5). Die Erfordernisse des γ -Strahlenschutz bedingten die Ausführung der Kästen als massive Platten

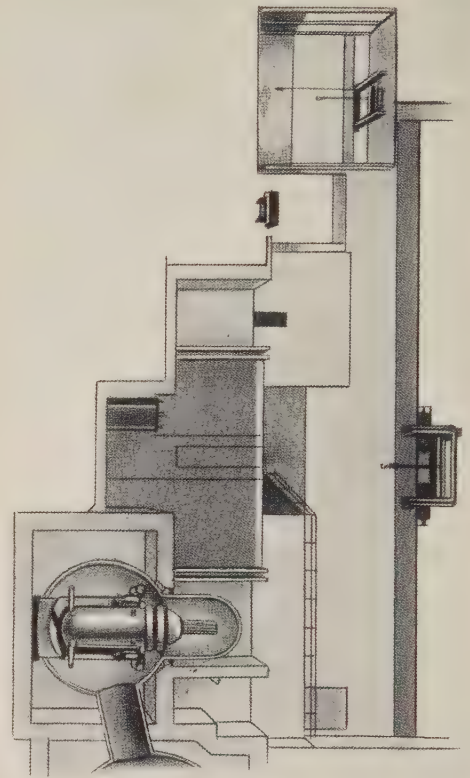


Abb. 8. Die Einrichtungen für die Handhabung des Spaltstoffes.

konstruktionen. Das für den Bau der Deckenplatte angewendete Konstruktionsverfahren ist aus Abb. 6 zu ersehen.

Der Reaktorcontainer ist eine Kugelschale von 11,6 m Dmr. mit einem aufgesetzten Zylinder von 5,5 m Höhe zur Unterbringung der Kontrollmechanik. Zu beiden Seiten der Kugel liegen 30 m lange zylindrische Behälter von 15 m Dmr., denen je zwei der primären Kühlsysteme mit der zugehörigen Ausrüstung untergebracht sind. Ein zusätzlicher zylindrischer Container von 15 m Dmr. und 45 m Länge enthält den Druckkessel und kleinere Ausrüstungsteile (Abb. 7). Die Container sind durch Stützen von 2,5 bis 3,7 m Dmr. miteinander verbunden. Das Bruttovolumen beträgt $17\,000 \text{ m}^3$, das Nettovolumen $13\,500 \text{ m}^3$. Die Anordnung ist nicht nur sehr kompakt, sondern sie ist auch den natürlichen Geländebedingungen an der Baustelle so angepaßt, daß sie ein Minimum an Erdbearbeitung erforderlich macht.

Der für die Anlage festgesetzte höchstzulässige Strahlungsspiegel variiert in Abhängigkeit von der für Betrieb oder Unterhaltungsarbeiten für die verschiedenen Bereiche jeweils erforderlichen Zutrittszeit. In Betriebsbereichen wird der Strahlungsspiegel auf weniger als 2 mr/h begrenzt, in Bereichen, zu denen nur intermittierender Zutritt erforderlich ist, auf weniger als 5 mr/h . Bereiche, die selten und dann nur für kurze Zeit betreten werden müssen, haben einen Strahlungsspiegel von 50 mr/h [7].

Der Reaktorbehälter wird umgeben durch eine 90 cm dicke Wassersicht als Neutronenschutz in einem ringförmigen Behälter. Die anderen Strahlenschutzwände innerhalb der Container bestehen aus insgesamt 1900 m^3 Kiesbeton. Eine Ver-

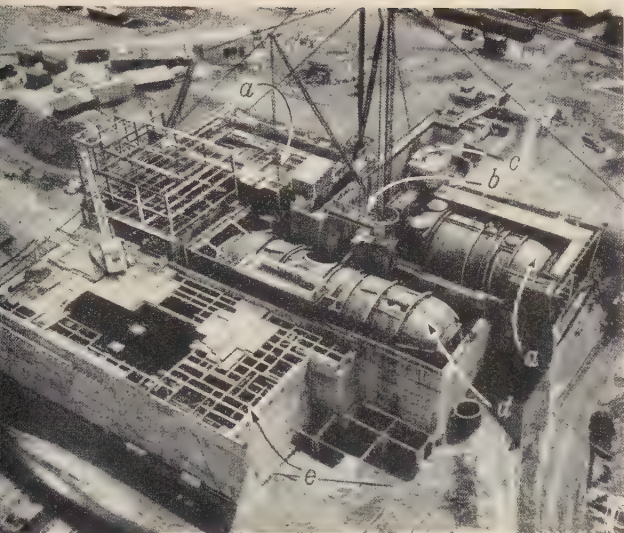


Abb. 9. Luftaufnahme vom Bau des Shippingport-Kernkraftwerkes. Reaktoranlage — Container; b Kernreaktor; c Kanal für Handlung von verbrauchtem Spaltstoff; d Zusatzkammer; e Turbinen-Generator-Gebäude.

Die Verwendung von Schwerbeton war in diesem Falle wirtschaftlich gerechtfertigt, da die Reduktion des Betonvolumens und dadurch möglich werdende Verkleinerung des Bruttovolumens der Container nicht die höheren Kosten für den Schwerbeton aufgewogen hätte. Die innere Strahlungsschutzanlage ermöglicht den Zutritt zu den Demineralisierern während des Betriebes der Kühlkreisläufe, und den Zutritt zu dem Bereich der Dampferzeuger nach Stilllegung der betreffenden Kühlkreisläufe⁴. Die Integrität der Container beim Eintritt von Personen wird durch Luftschleusen gewahrt. Das Öffnen der Luken ist während des Betriebes des Reaktors unter keinen Umständen möglich.

Der maßgebende Gebäudeteil für die Anpassung der Anlage an die Konturen des Geländes war das Reaktor-Containment-Gebäude mit dem Kanal (Abb. 8). Der Boden um den Kanal sollte möglichst in Erdgleiche liegen, die Tiefenlage des Reaktors bestimmte sich aus seiner notwendigen Beziehung zum Kanal, daraus ergab sich wiederum die Lage der zylindrischen Container.

Die Reaktorgefäßkappe und der Reaktorkern als Ganzes werden mit Hilfe eines 115-t-Kranes, der 12,5 m über der Wasseroberfläche des Kanals läuft, gehoben werden. Einzelne Spaltstoffstangen können mit einem Manipulierkran durch die Gefäßkappe hindurch herausgenommen werden. Die aus dem Reaktorbehälter herausgenommenen Spaltstoffstangen werden im Wasser an geeignete Stellen des Kanals gebracht, wo sie repariert, repariert oder untersucht werden können.

Abb. 9 ist eine Luftaufnahme vom Bauzustand des Shippingport-Kernkraftwerkes im Sommer 1956. Die Anordnung der Reaktoranlage ist auf diesem Bild ausgezeichnet zu erkennen.

[Nach: J. W. Simpson, M. Shaw, I. H. Mandil und J. Palladino: The Pressurized Water Reactor (PWR) at Shippingport, Pa., in: Progress in Nuclear Energy, Series II: Reactors, Vol. 1, London und New York 1956; — R. B. Donworth: Shippingport Atomic Power Station, Civil Engineering 26 (1956), S. 666—668, und H. T. Mans: Structural Features of Reactor Plant, desgl., S. 668—673.] Thomas Jaeger, Rostock.

Literatur

1. A. M. Weinberg: Power Reactors, in: Atomic Power, New York 1955.
2. C. A. Reynolds: Die fünf neuesten Reaktoren für industrielle Kernenergie, Atomkernenergie 1 (1956), S. 10.
3. K. Bechert: Probleme des Strahlungsschutzes, Atomkernenergie 1 (1956), S. 219.
4. W. Gutmann: Sicherheitsprobleme bei der Energiegewinnung aus Atomkern-Reaktoren, Atomkernenergie 1 (1956), S. 222.
5. C. R. McCullough, M. M. Mills und E. Teller: The Safety of Nuclear Reactors, in: Peaceful Uses of Atomic Energy, Vol. 13: Legal, Administrative, Health and Safety Aspects of Large-Scale Use of Nuclear Energy, United Nations, New York 1956.

Die Berechnungsverfahren für den Strahlungsschutz, die beim Entwurf der Shippingport-Reaktoranlage zur Anwendung gekommen sind, finden sich in [8].

6. A. E. Gorman: Waste Disposal as Related to Site Election, J. Sanitary Engng. Div., No. SA 3, Juni 1956, Proc. Am. Soc. Civ. Eng., Paper No. 1000.

7. Th. Jaeger: Entwurf von Strahlungsschutzanlagen für mobile Kernreaktoren, Die Technik 12 (1957) S. 13.

8. Th. Rockwell III (Hrsg.): Reactor Shielding Design Manual, Princeton 1956.

DK 626/627.8 (282.272.1) (73)

Zwischenbericht vom St. Lorenz

Der Ausbau des Schifffahrtsweges und der Wasserkraft des großen Stromes auf dem Wege zu den großen Seen enthält eine Reihe von Kunstbauten, über die in einer allgemeinen Übersicht schon berichtet wurde. Vgl. Bauingenieur 31 (1956) Heft 9, S. 346.

Nachdem das Baujahr 1956 nach einem harten Winter ein gutes Bauwetter bis zum Oktober hin brachte, ergibt ein Rückblick zum Jahresende 1956, daß etwa 40% der Bauwerksleistungen erreicht sind.

Der Iroquois-Damm ist zur Hälfte fertiggestellt; z. Z. werden die Fangedämme vor der kanadischen Küste im Rückwärtsgang abgebrochen und die Fangedämme zur US-Küste vorgestreckt (Abb. 1).

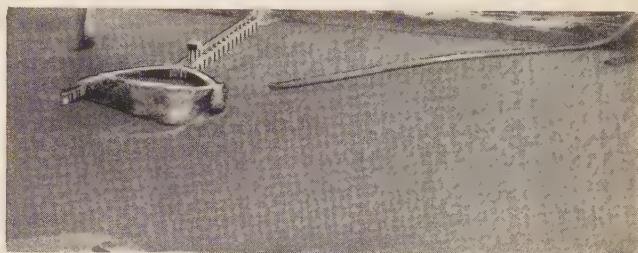


Abb. 1. Der Wehrbau des Iroquois-Dammes.

Die Robinson Bay-Schleuse — man nannte sie inzwischen Eisenhower-Schleuse — ist mit rd. 190 000 m³ Betonleistung planmäßig vorwärts gekommen, während die Grass River-Schleuse, die durch erschwerte Aushubarbeiten infolge unvermuteter Klaischichten etwas im Rückstand ist, diese Verzögerung mit gut vorangehenden Betonarbeiten aufzuholen scheint. Bis zum Dezember 1956 wurden mit winterlichen Maßnahmen rd. 150 000 m³ Beton eingebaut (Abb. 2).

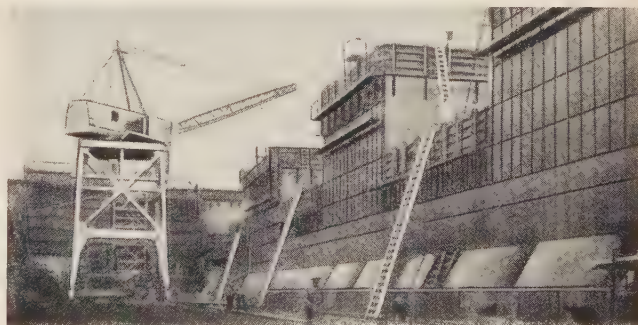


Abb. 2. Zustand der Grass River-Schleuse im Dezember 1956.

Die Erdarbeiten beim Long Sault-Kanal zwischen den beiden Schleusen gerieten infolge des tiefen Bodenfrostes im vorigen Winter in erheblichen Verzug und führten zu hohen Nachforderungen, weil nicht vorgesehene Sprengarbeiten zu Hilfe genommen werden mußten. Am Long Sault-Damm ist der Ausbau für die Regulierung nach Zustand I fertig, d. h. die 13 Wehröffnungen der südlichen Bogenhälfte stehen bereit, die Wassermenge des Hauptkanals durch den Durchstich zu leiten. (Vgl. Abb. 3 des oben zitierten Berichtes.) Abb. 3 zeigt diesen Bauabschnitt.

Der Barnhart Insel-Krafthausdamm wird je zur Hälfte von USA (PASNY) und Kanada (HEPCO) nach ganz verschiedenen Verfahren erbaut, und dieser Wettbewerb verspricht für die praktische Erfahrung ein sehr lehrreicher Versuchsbau größten Stils zu werden.

Die PASNY hat den Bau ihrer 16 Kraftgruppen auf der ganzen Länge begonnen und bringt den Beton der einzelnen Abschnitte in horizontalen Lagen von je 1,50 m Höhe ein. In den Abschnitten der Aggregate 17—32 ist bis Ende 1956 aller Beton unterhalb der Turbinenausläufe — teilweise auch schon

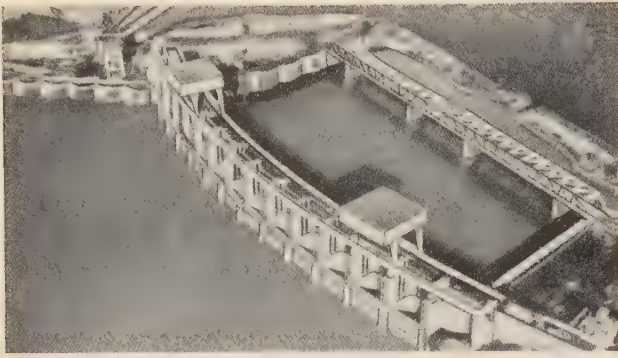


Abb. 3. Long Sault-Überlaufdam, erste Hälfte.

mehr — eingebracht. Für die Ausläufe und Turbinenkammern verwendet man Stahlschalung, die, da 2 Typen von Turbogeneratoren vorgesehen sind, je 8mal gebraucht wird. Es ist vorgesehen, die Maschinensätze später in die vorbereiteten fertigen Unterbauten einzusetzen. Auf Betonarbeiten im Winter hat die US-Gruppe verzichtet und dafür die Planung und Vorbereitung betrieben. Über den Ablauf der Arbeiten äußerte man sich befriedigt, die Umsetzung der Stahlformen konnte nach Einarbeitung im 3 Wochen-Zyklus erfolgen. (Es ist dies nach dem „Chief Joseph“-Damm und dem „The Dalles“-Damm die dritte Anwendung von Stahlschalung beim Dammbau in USA überhaupt.)

Die HEPCO baut in vertikalen Abschnitten. Man hat hier Erfahrungen mit dem Betonieren in Blöcken von 6, 9 und 18 m Höhe und hält vertikale Fugen für erträglicher als waagrechte Arbeitsfugen in 1,50 m Höhenabstand. Dafür nimmt man in Kauf, daß die Turbinenausläufe und die Spiralläufe in ihrer Gesamtheit in Schalung und Rüstung hergestellt werden müssen.



Abb. 4. Kanadische Seite des Kraftwerkdammes bei der St. Barnharts-Insel.

Man verwendet hier Holz für diese Hilfsarbeiten und kann nur alle 7 Wochen eine derartige Rüstung und Schalung umsetzen. Ferner werden im kanadischen Abschnitt die Maschinenaggregate vor dem Betonieren montiert und einbetoniert. Schließlich ist hier eine 12monatige Arbeitszeit vorgesehen, die zu drastischen Wintermaßnahmen zwingt, zu denen es schon gehört, daß mit der besser dämmenden Holzschalung gearbeitet wird, und daß die im Winter sehr willkommene Wärmeentwicklung des Betons durch den Massenbeton der großformatigen Blöcke zusammengehalten wird. Außerdem wird die hier gewählte Bandförderung des Frischbetons vollkommen in geschlossenen Transportkanälen erfolgen. Die üblichen sonstigen Maßnahmen für Bauten im Winter bedürfen keiner Erwähnung.

Durch die Bauausführung im Winter war die kanadische Seite anfangs besser vorangekommen, ist aber im Sommer von der US-Gruppe überflügelt worden, die nun im Winter wieder zurückfällt. Die Kanadier beobachten mit Interesse den Gebrauch der ungewöhnlichen Stahlschalung, während die andere Seite mit gleichem Interesse — in das sich offenbar einige Skepsis mischt — die Wintermaßnahmen studiert. [Nach Key Yearends: Picture brightens on the St. Lawrence: Eng. New-Rec. 157 (1956) Nr. 26 v. 27. Dez. 1956, S. 28.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

DK 666.97.033.51 : 693 547.3 „324“ (083.74) : (73)

Die Normen des Amerikanischen Beton-Vereins für Betonarbeiten im Winter

Der Amerikanische Beton-Verein (American Concrete Institute = ACI) hat durch einen Ausschuß normenartige Empfehlungen für das Betonieren im Winter aufstellen lassen und Diskussion gestellt. Grundsätzlich werden luftporenbildende Zusatzmittel und die Beimengung von 1% Kalziumchlorid kühler Witterung empfohlen. Hierdurch wird die Zeit verkürzt, während der der frischeingebrachte Beton vor Kälte geschützt werden muß. Der Gebrauch von Frostschutzmitteln und -zusätzen, die die Erhärtung beschleunigen, genaue Temperaturkontrolle, Vorheizen der Zuschlagstoffe und des Wassers, Vorbereitung des Untergrundes, schützende Abdeckungen, behälterumhausungen, Nachbehandlung und Schalfristen werden empfohlen und zweckmäßige Methoden angezeigt. Weitere Beobachtungen über den Einfluß der Temperatur während der Nachbehandlung auf die Festigkeit des Betons sind in einem Anhang mitgeteilt. Das Literaturverzeichnis am Schlusse der Empfehlungen enthält 11 neuere Berichte, darunter eine Veröffentlichung von Bornemann [1].

Allgemeine Anforderungen

Rechtzeitige Vorbereitung aller Schutzmaßnahmen für das Betonieren bei niedrigen Temperaturen ist von größter Bedeutung. Nach dem ersten Frost und bevor die mittlere Tagtemperatur $+40^\circ\text{F}$ ($= +4,5^\circ\text{C}$) an mehr als einem Tag unterschreitet, braucht der frische Beton nicht länger als 48 Stunden geschützt zu werden. Sinkt jedoch die mittlere Tagtemperatur an mehr als einem Tage unter $+4,5^\circ\text{C}$, dann soll die Frischbeton-Temperatur bestimmte Werte in den ersten 3 Tagen nicht unterschreiten. Diese sind in einer Tabelle in Abhängigkeit von Zementgehalt und Größtkorn bei einem Wassermenge-Wert von 0,5 sowohl für Massenbeton als auch für dünnwandige Bauteile zusammengestellt und schwanken zwischen $+4,5^\circ\text{C}$ und $+12,8^\circ\text{C}$. Diese Tabelle gibt weiter die erforderliche Anfangstemperatur des Frischbetons in Abhängigkeit von der Außentemperatur (bis unter $0^\circ\text{F} = -16,8^\circ\text{C}$) und die wiederum hierfür erforderliche Mindesttemperatur des Zementes, der Zuschlagstoffe und des Wassers an, wobei die letzteren stets $+60^\circ\text{C}$ warm sein soll. Diese Mindestanforderungen gelten zudem nur für Luftporenbeton mit einem Porengehalt entsprechend den Normen 613/54 des ACI. Ohne Verwendung von luftporenbildenden Zusatzstoffen müssen die Schutzmaßnahmen doppelt so hoch angesetzt werden als sie für das Erreichen der Frischbetontemperatur von $+10^\circ\text{C}$ eines Luftporenbetons notwendig sind. Der gleiche doppelte Schutz ist erforderlich, wenn nicht auch noch 1% der Zementmenge Kalziumchlorid zugesetzt wird. Dies ist wiederum nur möglich, wenn der Beton nicht sulfatbeständig sein muß. In Massenbeton erübrigt sich die Beigabe von Kalziumchlorid, außer an den Außenflächen.

Anwärmen der Materialien

Mit Rücksicht auf die bekannten Nachteile zu stark angeheizten Betons wird empfohlen, die Frischbeton-Temperatur im Bereich der angegebenen Mindesttemperaturen zu halten, was am besten durch entsprechende Beigabe heißen und kalten Wassers geschieht. Bei einer Lufttemperatur von -1°C oder höher genügt im allgemeinen warmes Wasser. Wenn Wasser oder Zuschlagstoffe mehr als $+38^\circ\text{C}$ Temperatur haben, müssen, sollen sie zunächst ohne Zement im Mischer vorvermischt werden. Dann kann die Wassertemperatur sogar zum Siedepunkt gefahrlos erreichen, wobei das Gemenge — ohne Zement — insgesamt höchstens bis zu 38°C warm werden darf. Die Temperatur der Zuschlagstoffe darf keinesfalls 70°C überschreiten. Beim Erwärmen der Zuschlagstoffe können sich erhebliche Unterschiede der Eigenfeuchtigkeit einstellen. Decken mit Segeltuch beim Erwärmen ist stets zu empfehlen. Sollen bei sehr niedrigen Temperaturen Zuschlagstoffe aufgetaut werden, dann eignen sich hierfür nur Dampfplanzen. Auftauen soll aber dann so frühzeitig geschehen, daß das schließend — bei einer Erwärmung, die gerade noch erneutes Erfrieren verhindert — sich eine gleichmäßige Eigenfeuchtigkeit wieder einstellen kann. Auf jeden Fall sollte aber bei erwärmten Zuschlagstoffen bei der Wasserzugabe die jeweils vorhandene Eigenfeuchtigkeit berücksichtigt werden.

Frostschutzmittel

Der Zusatz von Kalziumchlorid darf 2% des Zementgewichtes auf keinen Fall übersteigen. Der Zusatz von Kalziumchlorid ist zweckmäßig, sobald die mittlere Tagtemperatur unter etwa $+5^\circ\text{C}$ sinkt, ausgenommen sei-

tändig, wenn der Beton sulfatbeständig sein soll oder die Gefahr der Korrosion der Bewehrung durch vagabundierende Salze gegeben ist. In diesen Fällen wird statt der Beigabe von Kalziumchlorid die Erhöhung der Zementmenge um etwa 10 g/m³ Beton empfohlen. Kalziumchlorid, andere Salze und andere Mittel vermögen bei einer Beigabe innerhalb der zulässigen Grenzen den Gefrierpunkt des Betons nicht wesentlich zu senken. Um der gefährlichen Überdosierung derartiger Mittel zu begegnen, sollte daher gar nicht erst der Versuch der Herstellung des Gefrierpunktes gemacht werden.

Temperaturen und Methoden der Nachbehandlung

Über die in Tabelle 1 empfohlenen Betontemperaturen von 5° C bis + 13° C während der ersten drei Tage hinaus sollte der Beton noch weitere drei Tage frostfrei gehalten werden. Diese Zeiten müssen verdoppelt werden, wenn der Beton weder Kalziumchlorid noch Luftporen enthält. Bei frühhochfestem Zement verringern sich diese Fristen. Die Schutzmaßnahmen am Ende dieser Fristen nicht zu plötzlich entfallen. Für den Temperaturabfall im Beton innerhalb von 24 Stunden sind Spannungen zwischen 10° C und 25° C in Abhängigkeit von Korngröße und Dicke der Bauteile vorgeschrieben.

Bei der Erwärmung in Zelten und ähnlichen Umhausungen tritt stets nasser Dampf bei mäßigen Raumtemperaturen der kalten Wärme vorzuziehen, zumal i. a. bei starkem Frost die Luft sehr trocken ist und dieser Nachteil durch nassen Dampf gemildert wird. Andererseits kann sich der Dampf leicht an den Wänden usw. niederschlagen, was u. U. zu Verrostungen der Tragkonstruktion der Umhausung führen kann. Oberflächenbehandlungen des Betons sollten besser bei gutem Wetter nach Entfernung der Umhausungen nachgeholt werden.

Temperatur-Messungen

Neben der genauen Festhaltung der Außentemperaturen (mindestens des Minimums und des Maximums in 24 Stunden) sollte auch die Temperatur an verschiedenen Punkten in der Umhausung und besonders an der Oberfläche des Betons recht festgestellt werden, wobei empfohlen wird, die Thermometer nicht einzubetonieren, sondern unter einer starken Isolierschicht die Betonoberfläche zu kleben. Die Aufzeichnungen sollen den Bauwerksakten aufbewahrt werden.

Vorbereitungen für das Einbringen frischen Betons

Niemals soll Beton auf gefrorenen Untergrund oder gegen gefrorene Schalungen eingebracht werden. Wenn genügendes Auftauen nicht möglich ist, sollte der gefrorene Untergrund mit einer ausreichend dicken Schicht trockenen Kiesel abgedeckt werden.

Schutz des Betons

Da Beton während der ersten drei Tage des Hydrationsprozesses die meiste Wärme entwickelt, wird an sich keine weitere Wärmezufuhr benötigt, solange der Beton gegen den Verlust der Eigenwärme genügend geschützt wird. Für Dicken zwischen 12,5 und 50 mm gebräuchlicher Wärmeschutzstoffe — in Abhängigkeit von Betondicke und Zementgehalt — geringsten Lufttemperaturen angegeben, bei denen Beton bei + 10° C Eigentemperatur noch eingebracht werden darf, ehe die Wärmeverluste zu befürchten sind. Die Tabellen sind für Wände und Decken einerseits und Beton auf Untergrund von + 2° C bis + 5° C Temperatur andererseits aufgestellt.

Umhausungen sollen nicht nur dicht, windsicher und tragfähig für Schneelasten sein, sondern möglichst auch aus feuerfesten Stoffen hergestellt werden. Mit Rücksicht auf die Brandgefahr sind stets Dampf oder Warmluft, die von außen eingeblasen werden, der Aufstellung von offenen Feuern im Innern derartiger Umhausungen vorzuziehen, zumal bei offenen Feuern ein starker CO₂-Gehalt der Luft die Betonoberfläche in den ersten 24 Stunden ernstlich schädigen kann.

Frisch eingebrachter Beton soll sofort abgedeckt werden, wozu es genügt, Isolierplatten und ähnliches unmittelbar auf den Beton zu legen; besser ist es noch, diese Platten so anzubringen, daß Warmluft an beiden Schalungen der Wände bzw. über den Beton und unter der Schalung der Decken vorbeistreichen kann.

Ausschalen

Bei Kälte ist der Schutz des frischen Betons durch die Umhausung, insonderheit Holzschalung, wichtiger als die feuchte Nachbehandlung. In beheizten Umhausungen verteilt die Schmelzwärme die Wärme und schützt vor starker örtlicher Erwärmung. Der Beton kann mit Dämmplatten, selbst bei Stahlschalung, in diesen Fällen auf zusätzliche Erwärmung verzichtet werden.

Die Umhausung muß aus Gründen der Wirtschaftlichkeit oder des Bauzeitens zum frühestmöglichen Zeitpunkt ausgeschaltet werden, so

kann dies auch im Winter geschehen, sobald der Beton so hart ist, daß z. B. Ecken und Kanten nicht beschädigt werden. Unterstützungen sollen erst dann entfernt werden, wenn Druckversuche an Probekörpern, die den gleichen Bedingungen unterliegen, die erforderliche Festigkeit ergeben, wobei ein Sicherheitsfaktor von 2,0 zunächst als ausreichend betrachtet wird.

Mindestforderungen

1. Der Beton soll ein luftporenbildendes Zusatzmittel und 1 % Kalziumchlorid enthalten.
2. Der Frischbeton soll keine gefrorenen Zuschlagstoffe enthalten, desgleichen soll die Schalung frei von Eis, gefrorenem Schmutz und ähnlichem sein.
3. Der Beton soll wenigstens drei Tage vor Frost oder Austrocknung geschützt werden.

Anhang

Es wird nochmals betont, daß der Wert frühzeitigen Ausschalens und Benutzens der Konstruktion verglichen werden muß mit den Kosten des Schutzes und zusätzlichen Warmhaltens bei kaltem Wetter. Der Einfluß der Temperatur während der Nachbehandlung wird für die verschiedensten Verhältnisse dargestellt, wobei alle Angaben aus Versuchen mit zylindrischen Probekörpern von 7,5 cm Durchmesser und 15 cm Höhe ermittelt wurden. Diese Probekörper wurden, nach Herstellung bei rund 24° C, im Alter von 6 Stunden oder 24 Stunden jeweils 2, 6 und 27 Tage im Wasser von + 21° C, + 10° C und + ½° C oder in der Luft von - 8,5° C und - 16° C gelagert. Die Festigkeiten im Alter von 3, 7 und 28 Tagen sind in von Hundert-Sätzen der Bruchfestigkeit gleicher Proben (bei 27-tägiger Lagerung in feuchter Luft von + 24° C) angegeben. Die Angaben beziehen sich sowohl auf normalen als auch frühhochfesten Zement. Außerdem wird noch der Einfluß eines Zusatzes von 2 % Kalziumchlorid bei verschiedenen Temperaturen und verschiedenem Alter dargestellt. Es wird jedoch dabei darauf hingewiesen, daß nicht mehr als 1 % Kalziumchlorid zugesetzt werden darf und nur dann, wenn der Beton nicht sulfatbeständig zu sein braucht [2]. Unbedingt zu vermeiden ist, daß Beton am Ende der Schutzmaßnahmen plötzlich der Kälte ausgesetzt wird, besonders wenn es sich um Massenbeton, mit innerer Aufheizung um 15° C bis 35° C, handelt.

Nicht zuletzt sollen auch die Schutzmaßnahmen Augenblickserfolge mit späteren nachteiligen Auswirkungen vermeiden, wie sie z. B. bei Überdosierungen von Kalziumchlorid eintreten.

Alles in allem lassen sich aber Maßnahmen zur Herstellung eines dauerhaften Betons bei Kälte mit Mehrkosten von etwa 10 % durchführen. [Nach ACI Journal 27 (1956) Nr. 10. Juni.]

A. Ohlemutz, Frankfurt/M.

Literatur

1. Bornemann, Bautenschutz 9 (1938) Nr. 11.
2. J. J. Shideler, ACI Journal März 1952.

DK 666.972.58 : 624.21.012.4 (73)

Technologie des Prepacktbetons beim Bau der Mackinac-Brücke

Nachdem auch in Deutschland das Verfahren des Prepacktbetons Eingang gefunden hat — bei dem bekanntlich die Hohlräume eines Grobzuschlaggemisches mit einer Mörtelsuspension im aufsteigenden Strom verfüllt werden —, dürften einige Angaben über die wohl umfangreichste Betonierung dieser Art der Beachtung wert sein. Schon 1955 konnte darüber berichtet werden, daß für die Unterbauten der Mackinac-Straits-Brücke rund 340 000 m³ Mörtelbeton für die 34 Pfeiler dieser 5,5 km langen Brücke mit einer mittleren Hängebrücke von 1160 m Öffnung verarbeitet werden sollten¹.

Einem Spezialbericht sind jetzt weitere Einzelheiten zu entnehmen. Bis zu - 4 m unter dem Wasserspiegel war eine Betongüte B vorgeschrieben mit einer Festigkeit von 210 kg/cm² nach 90 Tagen, über der Ordinate - 4 soll die Güte A mit 280 kg/cm² gewährleistet sein. Der Grobzuschlag war gebrochener Dolomit, der in den Körnungen 20–50 mm und 50–140 mm im 100 km entfernten Bruch anfiel und schon hier im Verhältnis 25 % (20–50) : 75 % (50–140) durch Transportbandverladung in dem Kahn zusammenlief. Vor der Verwendung wurde das zu Bruch gegangene Material unter 20 mm durch einen nochmaligen Waschtrommeldurchgang herausgeholt.

¹ Bauingenieur 30 (1955) S. 444.

Der Sand war gebrochenes Material der gleichen Herkunft. Die Kornverteilung zeigt Tabelle 1.

Tabelle 1

Sieb-Nr.	Siebdurchgänge		
	Vorschrift	Sommer 1955	Herbst 1955
12	100	97,6	96,4
14	90 — 100	96,1	94,1
30	55 — 75	55,9	47,7
50	25 — 45	36,0	26,7
100	5 — 10	20,2°	13,5
200	0 — 5	6,4	5

* Der Anteil des 100-Maschensiebes erwies sich als zu hoch, man reduzierte ihn auf 13% und erzielte weit geringeren Wasserbedarf für den Mörtel und höhere Festigkeit des Prepaktbetons.

Als Zement war normaler Standard Portlandzement nach der US Norm A St M. C 150 vorgesehen. Außerdem wurde Flugasche, die in sehr gleichmäßiger Beschaffenheit zur Verfügung stand, beigelegt, wodurch eine sehr fühlbare Einsparung an Zement möglich war. Die Analyse der Flugasche war vorgeschrieben:

Tabelle 2

	mind.	max.	spez.	mind.	spez.
Kieselsäure	40	15	Glühverlust	4,5	
Tonerde	15	3	Feuchtigkeitsgehalt	2	
Magnesia	3	3	spez. Gewicht	mind. 2,3	
Schwefel	3	3	spez. Oberfläche	2800 cm ² /g	

Wasserbedarf (%-Zunahme) 3

Die Mörtelmischungen für die beiden Betonarten B (210 kg/cm²) und A (280 kg/cm²) entwickelten sich nach dem Ergebnis des zuerst verarbeiteten Betons B, bei dem der Mörtel zunächst nach Gewichtsteilen mit 2,5 Teilen Zement : 1 Teil Flugasche : 4,2 Teilen Sand verarbeitet war. Allmählich verringerte man den Zementgehalt auf 1,6 Teile Zement. Dieses letztere Verhältnis ergibt umgerechnet den geringen Zementanteil von 135 kg/m³ festen Beton bzw. den Anteil der an der Zementation beteiligten Stoffe, Zement + Flugasche, mit 240 kg/m³ festen Beton. Zu berücksichtigen ist, daß es sich um Bauten im Süßwasser handelt. Für den Beton über Wasser ist man für den Mörtel bei dem Mischungsverhältnis 2,5 : 1 : 4,2 geblieben, wodurch der Beton A einen Gehalt von 210 kg Zement bzw. 315 kg Zement + Flugasche je m³ feste Masse aufweist. Bei kaltem Wetter hat man das Mischungsverhältnis auf 3,8 : 1 : 5,5 erhöht.

Einige Werte für die Betonzusammensetzung bei verschiedenen Mörtelkompositionen und für die Hohlraumvolumina von 37,5 % für Grobzuschlag im Beton B bzw. 40 % im Beton A zeigt die (umgerechnete) Tabelle 3:

Tabelle 3

		Mörtelmischung (Gewichtsteile)					
		Zement : Asche : Sand					
		3,8 : 1 : 5,5 2,5 : 1 : 4,2 2,2 : 1 : 4,2 1,9 : 1 : 4,2 1,6 : 1 : 4,2					
W	Wasser	0,54	0,56	0,57	0,60	0,62	
Z + F	(Zement + Flugasche)						
Zement	kg/m ³	250	217	195	160	135	
Flugasche	kg/m ³	80	106	117	100	106	
Sand	l/m ³	220	213	228	198	209	
Festigkeit des							
Prepaktbetons,	7	150	135	121	112	96	
der mit obigen							
Mörtelmischungen	28	245	226	209	198	157	
hergestellt war							
nach Tagen:	90	314	304	300	257	244	

Unterwasserbeton

Das Einbringen der Zuschlagstoffe in die Pfeilerkästen geschah, nachdem die Einpreßrohre für den Mörtel (30 und 50 mm ϕ in 3—6 m allseitigem Abstand) fixiert waren, direkt vom Silokahn mit Transportbändern und Greifern in annähernd horizontalen Schichten. Max. Leistung 10 000 t in 6 Stunden.

Bei dieser Einbaumenge mußte auch die Mörtelanlage leistungsfähig sein; man baute auf einem Prahm Behälter, Zubringer, Mischer, Rührwerk und Pumpen im Vorschiff an den Derrick mittschiffs und die Generatoren, Kompressoren und die Zementtransportanlage achtern. Sand wurde vom Derrick aus einer Schute mit Greifer befördert, Zement und Asche einer gedeckten Schute von der anderen Seite herübergepumpt. Die Injektionsgeräte waren als Doppelanlage installiert und bestanden aus zwei halbautomatischen Dosierwaagen, zwei Mischern für je 2,3 m³ Inhalt, zwei Rührwerken mit je 3 m³ Inhalt und 6 Mörtelpumpen. Für Winterarbeit waren Dampf- und Heißwassererzeuger vorgesehen.

Das Einfüllen geschah in der Reihenfolge Wasser + Injektions-Zusatz + Zement + Flugasche + Sand und nach 2,5 Minuten Mischarbeit erfolgte Abgabe an das Rührwerk. Die Kornstanzmessung erfolgte durch den „Konus-Fließtest“, als dessen Kennzeichnung die Sekundenzahl dient, welche eine bestimmte Menge braucht, um durch die $\frac{1}{2}$ zöllige Öffnung eines umkehrten Konus (Trichter) zu fließen. Im vorliegenden Falle wurde eine Fließzeit von 17—24 s festgelegt. (Leider fehlt die Angabe der Testmenge.)

Sobald das Grobmaterial im Gründungkörper eine gewisse Höhe erreicht hatte, wurde im tiefsten Punkt beginnend Mörtel eingepreßt, dessen Aufsteigen in Sondierbrunnen — geschlitzte Rohren zwischen den Injektionsrohren — mittels Tauchkörper, die im Wasser untergingen, aber auf dem Mörtel schwamm, verfolgt wurde. Die Mörtelrohre befanden sich mit ihren Spitzen stets zwischen 0,6 und 1,5 m Tiefe unter dem Mörtelspiegel. Nach Fertigstellung einer Schicht wurden die Rohre über die Schicht gezogen und durchgespült. Einbringen des Grobzuschlags und Vermörteln wurde auch öfter gleichzeitig gemacht. Bedenken wegen etwaiger schwacher Stellen durch Fugen sind nicht aufgetaucht, da das gebrochene Grobmaterial eine gute Verzahnung gewährleistete. Die Höchstleistung bei einem Pylonenpfeiler (die je 60 000 m³ Beton enthalten) war die Vermörtelung von 4770 m³ in 24 Stunden.

Überwasserbeton

Für die Betonkörper über der Ordinate — 4 wurde das Prepakttverfahren beibehalten, aber ein höherer Zementanteil gewählt und die Verpreßrohre auf 1,5—3,0 m Abstand gesetzt, um innerhalb der Stahlschalung einen möglichst ebenen Mörtelspiegel bis dicht unter dem Schalungsrand zu erhalten. Der Pfeilerkopf wurde mit einem Mörtelüberschuß belegt und eine hinreichende Menge erbsengroßer Feinkies eingearbeitet, der profilgerecht abgezogen und später abgewaschen. Die Schalungsdichte Schalung wurde auf vollen Flüssigkeitsdruck berechnet. Für Details ist Holzschalung verwendet.

Die an Zylindern 15 $\times$ 30 cm gemessenen Festigkeiten sind in Tabelle 3 angegeben. Als ersten Anhalt hat man sich an den Ergebnissen von Probekörpern begnügt, die mit Grobzuschlag 12,5—40 mm und Originalmörtel der ersten Mischung, die den Pfeiler gepumpt wurde, hergestellt waren. Der Festigkeitszuwachs vom 28. bis 90. Tag ist viel größer als bei normalem Beton und wächst mit dem Anteil an Flugasche. Der Einfluß des Faktors W : (Z + F) scheint demnach noch bedeutungslos, als der Faktor W : Z bei normalem Beton.

Tabelle 4

Monat	W Z + F n. Gew.	Druckfestigkeit nach			Anteil Feinsand (100 Maschen)
		7	28	90	
Juli 1955	0,59	100	165	262	20,2 %
Sept. 1955	0,54	157	260	325	13,5 %

Ebenso beeinflusst die Zunahme des Feinkornes (1. Maschensieb) den Wasserbedarf und verringert damit die Endfestigkeit, wie Tabelle 4 zeigt. Man reduzierte demgemäß während der Bauzeit den Siebdurchgang 100 auf 13 % und ließ sogleich wieder auf höhere Festigkeitswerte. Zusätzliche Tests wurden aus Bohrkernen von 25 cm ϕ und 6,0 m Länge genommen, die eine gute Verfestigung zeigten und auch den ausreichenden Verbund zwischen den einzelnen Schichten. Die Druckfestigkeiten dieser Proben streuten zwischen 147 und 267 kg/cm², was aber im Hinblick auf den ungünstigen Einfluß des Größtkornes von 140 mm im Probekörper für ausreichend angesehen ist.

Als Vorteile des Prepakttverfahrens bei dieser Anwendung wurden angegeben: 1. Billige Baustelleneinrichtung, da 40 % des Betonvolumens durch die Maschinen geht. 2. Reduktion

Zementbedarfs von 390 kg/m^3 bei Trichterbeton auf kg/m^3 beim Prepektbeton, wozu allerdings noch etwa 100 kg gasche kommen. 3. Das schnelle Einbringen des Grob- schlags stabilisiert abgesetzte Kästen und Caissons schneller das frühere Betonieren und verringert damit das Baustellen- co. 4. Es war möglich, das Vermörteln auch bei schlechtem

Wetter fortzusetzen, bei dem Trichterbeton nicht mehr möglich gewesen wäre.

[Nach R. E. Davis und C. E. Haltenhoff: Mackinac bridge pier construction, Journ. Am. Concr. Inst. 28 (1956) Dez. Nr. 6, S. 581.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

Buchbesprechungen

061 : 347.726 Emscher: 626/628 : 526 : 711 (43—2.34)

50 Jahre Emscher-genossenschaft 1906—1956. Im Auf- ge des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.- Dr.-Ing. E. h. Ramshorn, Selbstverlag der Emscher- genossenschaft, Essen 1957.

Das vorliegende Buch ist die zweite große Denkschrift der genossenschaft; sie bezieht sich zuweilen auf die erste, die im e 1925 mit dem Titel „25 Jahre Emscher-genossenschaft“ hien.

Der Inhalt des Buches umfaßt mit 14 Fachbeiträgen das sentliche von Aufgabe und Tätigkeit der Genossenschaft. seien z. B. die Beiträge genannt: Die Emscher-genossenschaft, genossenschaftliche Entwässerungsnetz, Die genossenschaft- en Pumpwerke, Die Abwasserreinigung im Emschergebiet, chemisch-technische Versuchswesen, Bodenbewegungs- vorge im rechtsrheinischen Bergbauggebiet, Das Vermessungs- Planwesen u. a. m.

Großes persönliches Interesse für den Fachmann, der über ere Zeit mit den Verhältnissen des Reviers vertraut ist, et die vollständige Zusammenstellung der bisherigen Vor- anden des Vorstandes, der Baudirektoren und der Vorstands- glieder.

Das Buch legt Zeugnis ab von Meisterleistungen deutscher nieurbaukunst. Es sei nicht nur dem Berufskollegen im ernen Sinn, sondern dem Bauingenieur schlechthin zum elnden Studium empfohlen.

A. Mehmel, Darmstadt.

534 : 621—752 : 699.842 (022) = 3

Hübner, Dr.-Ing. E., Technische Schwingungslehre in n Grundzügen. XI, 322 S. Gr.-8°. Berlin/Göttingen/ delberg: Springer-Verlag 1957. Gzln. 29,40 DM.

Leichtbau einerseits und Heraufsetzen der Geschwindig- en, Drehzahlen andererseits lassen oft Eigenfrequenzen Erregerfrequenzen bei Bauwerken, Fundamenten, Ma- nen sich in bedenklicher Weise nähern, so daß uner- sichts große Schwingungen entstehen. Die Beachtung die- Gefahren hat in den letzten Jahrzehnten zu einer ver- kten Beschäftigung mit Schwingungsproblemen geführt dementsprechend auch viele gute Literatur erzeugt. So t man, wenn heute ein Buch „Technische Schwingungs-“ erscheint, was bringt es Neues, wodurch rechtfertigt sein Dasein?

In sehr anschaulicher Form führt das Hübnersche Buch geradem Wege von den Anfangsgründen über die Dynamik Ein- und Mehrmassensysteme zu denen mit kontinuier- er Verteilung von Masse und Elastizität. Wertvoll ist hier erseits die geschlossene Zusammenfassung des Wesent- en, andererseits die Art der Darstellung. Die Rechnungen klar und vorbildlich durchgeführt. Viele Zahlenbeispiele ben das Ganze und durch Verwenden einer dem In- nieur angestammten Ausdrucksweise in graphischen und bolhaften Darstellungen wird dieser besonders stark an- brochen. Sehr begrüßen werden viele Leser den Ab- mitt elektrische Analogie. Sie ermöglicht, in Rechnungen Vorarbeiten in der Elektrotechnik zu verwenden und in tellversuchen auf bequeme Weise viele Variationen zu ffen und somit jeweils günstige Verhältnisse aufzusuchen. Dann wendet sich der Verfasser der Aufhebung von wingungen durch Dämpfer, Zusatzmassen und dem Ent- peln von Freiheitsgraden zu, um mit je einem Abschnitt r Messung von Schwingungen und über nichtlineare Schwin- mit einem Freiheitsgrad abzuschließen.

Das Buch ist gut geeignet zum Selbststudium als gründliche führung in das Gebiet der technischen Schwingungen, aber a, wer schon über Kenntnisse verfügt, wird es gern und Vorteil benützen, um dieser oder jener Frage mehr Be- ung zu schenken. Willkommen wird auch sicherlich vielen ausführliche Behandlung und Anwendung der komplexen unung sein, sowie die der harmonischen Analyse. Wegen es weitgesteckten Rahmens und seiner Ausführlichkeit bei

gleichzeitiger Beschränkung des Umfanges, ohne an Klarheit und Sorgfalt zu verlieren, wird das Buch auch gern als Nach- schlagewerk benützt werden. Es hat seine Daseinsberechtigung, und ihm ist weitgehendste Verbreitung zu wünschen.

H. Müller, Bremen.

DK 624.13 (022) = 945.11

Széchy Károly: Alapozás. I. Kötet: Az Altalaj Mint Szerkezeti Anyag. (Der Grundbau. I. Band: Der Bau- grund als Konstruktionsmaterial), 2. Aufl., 432 S. Gr.-4° mit 290 Abb. Budapest: Verlag Műszaki Könyvkiadó, 1957.

In zweiter Auflage erscheint ein sehr gründliches, auf eigenen Forschungen sowie auf westlichen und östlichen Quel- len beruhendes Fachbuch über Bodenmechanik, das eine aus- gezeichnete Übersicht über den derzeitigen Stand dieser Wis- senschaft ermöglicht und auch als Lehrbuch gedacht ist. Aus der Fülle des Gebotenen seien nur folgende Abschnitte er- wähnt: Entstehung und Einteilung der verschiedenen Boden- arten, die verschiedenen Arten der Bodenuntersuchungen, zu- lässige Beanspruchung des Baugrundes bei Flachgründungen, Spannungsverteilung im Halbraum, Berechnung der Setzungen, deren Ursachen und Bekämpfung, Verteilung der Sohlpressun- gen. Die zahlreichen Abbildungen, die vorzüglich reproduziert sind, erlauben es auch dem der ungarischen Sprache nicht mäch- tigen Leser, sich ein Bild von dem Umfang und Inhalt dieser wertvollen Veröffentlichung zu machen.

E. Schultze, Aachen.

DK 51 (022) : 53.007 : 62.007.2

Zurmühl, Dr.-Ing. R., Darmstadt: Praktische Mathe- matik für Ingenieure und Physiker. 2. verb. Aufl. XII, 524 S., Gr.-8°, mit 125 Abb. Berlin/Göttingen/Heidel- berg: Springer-Verlag 1957. Gzln. 28,50 DM.

Dieses nun in zweiter, erweiterter Auflage vorliegende Lehrbuch moderner numerischer Methoden enthält so ziemlich alles, was dem Ingenieur in Hochschule und Praxis an rechnerischen Problemen unter die Finger geraten kann, ange- fangen vom Lösen gewöhnlicher Gleichungen und Gleichungs- systeme über Interpolation und Integration, Ausgleichsrechnung (Geodäsie!), Funktionsannäherung und Fourieranalyse bis zu den Anfang- und Randwertaufgaben gewöhnlicher Differential- gleichungen. Bewußt ausgenommen sind lediglich Gebiete, die wohl besser dem Fachmathematiker überlassen bleiben, wie zum Beispiel Integral- und partielle Differentialgleichungen.

Der Verfasser stellt nicht etwa nur Formeln und Rezepte zusammen; vielmehr geht fast jedem der dreißig Abschnitte eine kurz unrissene, mathematisch einwandfreie und für den Ingenieur geradezu spannend zu lesende Einleitung voran, die an den Kern der Sache führt und dem Rechner Reich- weite und Grenzen eines numerischen Verfahrens klar er- kennen läßt. Zahlreiche interessante Aufgaben aus Physik und Technik werden vollständig zahlenmäßig durchgezogen und in Form von Tabellen so stark schematisiert, daß der Leser eine ähnliche Aufgabe mit anderen Zahlenwerten ohne große Vorbereitung zu lösen imstande ist.

Den größten Teil des Buches nehmen naturgemäß die linearen Probleme aus Algebra und Analysis ein (Baustatik!), und gerade zu einer Zeit, da die elektronischen Rechenanlagen an Hochschulen und Industrieinstituten im Kommen sind, ist es besonders begrüßenswert, daß alle diese Probleme nach einer zunächst elementar gehaltenen behutsamen Einführung durchweg im Matrizenkalkül, diesem kleinen Einmaleins aller Digitalautomaten, formuliert und auch tatsächlich angegriffen werden. So bietet dieses jedem Physiker, Ingenieur und selbstredend auch jedem Mathematiker wärmstens zu empfe- hende Lehrbuch nicht nur eine Fülle vorbildlich gegliederten Stoffes dar, sondern schlägt auch eine natürliche Brücke zu den modernen elektronischen Automaten, deren Vorhanden-

sein insbesondere der fortschrittlich eingestellte Baustatiker schon in wenigen Jahren nicht mehr wird ignorieren können.

Dr. Falk, Braunschweig.

Neuerscheinungen

Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover (= Fotomechanischer Schreibmaschinenruck). Heft 11 mit den Beiträgen Simons, Über die Gestaltung von Schiffshebewerken; Wagner, Die Luft-Durchlässigkeit wasserhaltiger Böden — Ein Bei-

trag zum Unterwassertunnelbau im Druckluftverfahren; Grieses und Vollbrecht, Zur Problematik der modellmäßigen Darstellung litoraler Prozesse; Dettmers, Ablagerungen in Druckrohrleitung bei hydraulischer Förderung im Naßbaggerbetriebe; Friedrich u. Horst, Fischers Verfahren zur Aufschlüsselung des regionalen Wasserhaushaltes im Lichte neueren Wissens (Ein Beitrag zur Klärung Wasserhaushaltsproblems). Stellungnahme zu der Arbeit von Natermann in Heft 9 dieser Mitteilungen; Natermann, Abschließende Stellungnahme des Verfassers. 305 S., Gr. DIN A 5 mit vielen Abbildungen. Erschienen im Eigenverlag der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover 1957.

Verschiedenes

DK 92 Bolle : 624.007.2

Erster Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle 60 Jahre alt

Am 16. Januar 1958 vollendete der Erste Baudirektor beim Strom- und Hafenbau in Hamburg Dr. Arved Bolle sein 60. Lebensjahr.

Als junger Diplomingenieur trat Dr. Bolle nach Absolvierung seiner Studien in Hannover im Jahre 1922 in den hamburgischen Staatsdienst ein und war bis zum Zweiten Weltkrieg als Baurat und Oberbaurat mit hafenbautechnischen Aufgaben betraut.



Im ersten Jahr des Zweiten Weltkrieges wurde Dr. Bolle vom Reichsverkehrsministerium nach Holland abgeordnet, zunächst als Bevollmächtigter für die Wasserstraßen, später als Leiter der Hauptabteilung Verkehr des besetzten niederländischen Gebietes. Hier hatte Dr. Bolle die schwierige Aufgabe, in die Verkehrswirtschaft eines fremden Landes durch Lenkung der Binnenschifffahrt, des Nahverkehrs und des zivilen Teiles der Eisenbahn eingreifen zu müssen. Mit politischer Klug-

heit hat er diese Aufgaben gelöst, so daß bei den Holländern keine Gefühle der Feindschaft, sondern manche freundschaftliche Beziehungen entstanden sind.

Als Baudirektor zum Strom- und Hafenbau zurückgekehrt, wurde Dr. Bolle Stellvertreter des Hafenbaudirektors und übernahm die Leitung der Hafenplanung und die Lenkung der allgemeinen wissenschaftlichen und technischen Referate der Behörde. Bei dieser Tätigkeit konnte Dr. Bolle seine umfassenden Kenntnisse des internationalen Verkehrs vorteilhaft verwerten und alte hamburgische Beziehungen zu anderen in- und ausländischen Seehäfen fortführen oder neu knüpfen. So kann Dr. Bolle einen erheblichen Anteil am Wiederaufbau des Hamburger Hafens für sich buchen.

Zahlreiche Veröffentlichungen Dr. Bolles sind ein Beweis seiner wissenschaftlichen Tätigkeit. 1941 erschien im Springer-Verlag sein Buch „Hafenanlagen für Stückgut“. In zahlreichen technischen und wirtschaftlichen Zeitschriften sowie in den Jahrbüchern der Hafenbautechnischen Gesellschaft finden sich wissenschaftliche Beiträge aus seiner Feder. 1950 erhielt er einen Lehrauftrag der hamburgischen Universität für verkehrswissenschaftliche Vorlesungen und Übungen.

Dr. Bolle ist Mitglied der Deutschen Akademie für Städtebau und Landesplanung, 2. Vorsitzender der Gesellschaft zur Förderung des Verkehrs und Vorstandsmitglied der Hafenbautechnischen Gesellschaft.

Alle seine Mitarbeiter und Freunde wünschen dem 60jährigen weitere glückliche Jahre und berufliche Erfolge.

Kressner.

DK 92 Habel: 624.007.2

Prof. Dr.-Ing. Alfred Habel 60 Jahre alt

Alfred Habel wurde am 19. Januar 1898 in Mährisch-Ostrau, dem Zentrum des Steinkohlenbergbaues und der Hüttenindustrie der Österr.-Ungar. Monarchie, geboren. Nach dem 1. Weltkrieg studierte Habel an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn das Bauingenieurwesen, absolvierte 1922 und promovierte 1925 zum Doktor der technischen Wissenschaften. In den Jahren 1922 bis 1930 finden wir Habel in der Praxis, vorerst bei einer

Bauunternehmung in Leipzig, dann als Assistent am Lehrstuhl für Brückenbau der Technischen Hochschule in Brünn und im Entwurfsbüro von Prof. Hawranek, und schließlich als Oberingenieur bei einer Baufirma in Mährisch-Ostrau. Im Jahre 1930 wurde Habel mit Wirkung vom 1. 10. 1930 zum Professor und zum Direktor des Instituts für Massivbau an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn berufen; er hatte hier den Beton- und Stahlbetonbau für die Bauingenieure und Architekten sowie auch die Festigkeitslehre und Baustatik für die Architekten zu betreiben. Er war auch Rat des Patentgerichtes und Vorsitzter der Diplomprüfungskommission für die Bauingenieure der Fachrichtung Wasserbau. Neben seiner regen Tätigkeit als Lehrer und Forscher wirkte Habel von 1930 bis 1945 auch staatlich befugter und beeideter Zivilingenieur für das Bauwesen — eine Befugnis, die von den Hochschulprofessoren der technischen Ausgangsfächer schon zu Zeiten der alten Monarchie neben dem öffentlichen Dienst ausgeübt werden durfte, um den Kontakt mit der Praxis aufrechtzuerhalten; in Habel's Ingenieurbüro entstanden zahlreiche Entwürfe aus dem Gebiete des Stahl- und Stahlbetonbaues.

Habel blieb seiner Hochschule bis zum vernichtenden Ende treu. Als Volkssturmmann geriet er anfangs Mai 1945 in die russische Kriegsgefangenschaft, aus der er erst nach mehr als drei Jahren entlassen wurde. Seine Familie mußte den Leidensweg der Heimatvertriebenen antreten und begann in Ellwangen ein neues Leben aufzubauen; erst im Juni 1948 gab es dort Wiedersehen. Nun schien endlich wieder die Sonne auf seine Lebensbahn, die Schaffensfreude kam zum Durchbruch, und schon wenige Monate nach der Rückkehr war eine fachwissenschaftliche Abhandlung über die Knicklasten von Stahlbetonsäulen mit veränderlichem Querschnitt fertiggestellt, die „Bauingenieur“ 1949 erschien. Im Mai 1949 erhielt er an der Technischen Hochschule München einen Lehrauftrag zur Lehrstuhlvertretung und im Juli 1950 wurde er als Ordinarius der Statik der Hochbaukonstruktionen, Stahlbeton-, Stahl- und Holzbau in der Abteilung für Architektur berufen.

Habel hat mehr als 70 fachwissenschaftliche Arbeiten veröffentlicht. Viele dieser Arbeiten sind seinerzeit in den deutschsprachigen Fachschriften der CSR erschienen, doch wurde Habel auch in Deutschland bald als Autor bekannt und geschätzt. In den deutschen Fachzeitschriften finden wir seine elastizitätstheoretischen Untersuchungen über die Spannungsprobleme im Bunkerbaues (Ingenieur-Archiv 1934), über die durch Zwischwände belasteten Rechteckplatten (Z. f. angew. Math. u. Mech. 1935), über die Schwingungen von Stockwerkrahmen (Bauingenieur 1935), über die in ihrer Ebene gespannte Platte (Zemlin 1938), über die auf dem elastischen Halbraum aufliegende Krepplatte (Bauingenieur 1937) und den auf diesem Halbraum aufliegenden Balken (Bauingenieur 1938). Wir finden seine Abhandlungen baustatischen Inhalts im „Stahlbau“ 1952, im „Beton- und Stahlbetonbau“ 1952 sowie in der „Bautechnik“ 1954 u. 1955, und wir finden seine Arbeiten aus dem Gebiete des Stahlbetonbaues (über die Bruchmomente, über die mehrlagige Spannbewehrung, über den Einfluß der Bewehrung auf Durchbiegung und über den Einfluß des Kriechens und Schwunds auf die statisch überzähligen Größen) im „Beton- und Stahlbetonbau“ 1950, 1951, 1954 und 1955. Besonderes Interesse widmete Habel der Erforschung des Tragvermögens und Knickung der mittig und ausmittig gedrückten Stahlbetonstützen; seine tiefgründigen Studien sind im „Beton und Eisen“ 1939 und 1945, im „Bauingenieur“ 1938 und 1949, sowie im „Beton- und Stahlbetonbau“ 1951, 1953 und 1955 veröffentlicht, während eine Abhandlung im „Beton- und Stahlbetonbau“ 1951 auf die Rahmenknickung Bezug nimmt.

Wir wünschen unserem hochgeschätzten Jubilar viele glückliche, von erfolgreicher Arbeit gekrönte Jahre im Kreise seiner Familie.

E. Chwalla, Graz

Statik und Dynamik der Schalen

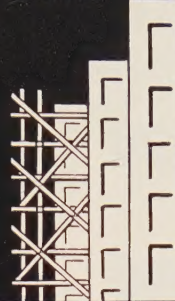
Von Dr.-Ing. **Wilhelm Flügge**, Professor of Engineering Mechanics, Stanford University. Zweite, neubearbeitete Auflage Mit 121 Abbildungen. VIII, 236 Seiten Gr.-8°. 1957. Ganzleinen DM 28,50

Inhaltsübersicht: I. **Allgemeine Grundlagen:** Einführung, Membranspannungszustand, Transformation der Längskräfte, Längskrafttransformationen in schiefwinkligen Koordinaten, Transformation der Momente, Theorie der Beanspruchung von Stahlbetonschalen. — II. **Membrantheorie der Rotationsschalen:** Allgemeines, Drehsymmetrische Belastung, Fragen der Formgebung, Unsymmetrische Belastung, Formänderungen, Formänderungsarbeit, Statisch unbestimmte Systeme. — III. **Membrantheorie der Zylinderschalen:** Rohre und Tonnendächer, Formänderungen, Statisch unbestimmte Zylinderschalen, Vieleckkuppeln. — IV. **Membrantheorie für beliebige Schalenformen:** Gleichgewichtsbedingungen für eine Schale beliebiger Form, Elliptisches Paraboloid, Hyperbolisches Paraboloid, Konoidschale, Der Spannungszustand affiner Schalen. — V. **Biegetheorie der Kreiszyinderschale:** Die Differentialgleichungen der Zylindertheorie, Lösung für die an den Rändern $x = \text{const}$ belastete Zylinderschale, Theorie der Tonnendächer, Behältertheorie. — VI. **Biegetheorie der Drehschalen:** Differentialgleichungen, Kugelschale konstanter Wandstärke, Schale mit beliebiger Meridianform und veränderlicher Wandstärke, Kegelschale. — VII. **Theorie der Faltwerke:** Membrantheorie, Biegetheorie. — VIII. **Die Stabilität der Schalen:** Grundlagen der Theorie der Schalenknickung, Stabilität der Kreiszyinderschale, Stabilität der Kugelschale. IX. **Schwingungen drehsymmetrischer Schalen:** Dehnungslose Schwingungen, Vollständige Schwingungstheorie für die Kreiszyinderschale. — **Literaturübersicht.** — **Sachverzeichnis.**

Das Buch behandelt die Membrantheorie der Drehschalen und der Zylinder, eine allgemeine Membrantheorie für beliebige Schalenformen, die Biegetheorie der beiden wichtigsten Schalentypen, das Knicken oder Ausbeulen dünner Schalen und die Schalenschwingungen. Ein Abschnitt über die Spannungsberechnung in Stahlbetonschalen und ein Abriß der Faltwerktheorie werden dem Stahlbetonmann besonders willkommen sein. Die Darstellung benutzt die dem Zweck der Sache entsprechenden mathematischen Hilfsmittel, ist jedoch stets darauf bedacht, der Mathematik eine dienende Rolle zuzuweisen und sie nie zum Selbstzweck werden zu lassen. Die zahlreichen Beispiele zeigen, daß sich alle dargebotene Theorie in praktisch anwendbare Ergebnisse umsetzen läßt. Das Buch wendet sich an einen doppelten Leserkreis: an die am Weiterbau einer technischen Schalentheorie interessierten Forscher und an die diese Theorie anwendenden Ingenieure aller Fachrichtungen. Theoretisch interessierten Studenten des Ingenieurbaus, des Maschinenbaus und des Flugzeugbaus wird das Buch ein Führer sein beim Eindringen in ein aktuelles Gebiet der technischen Mechanik.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG




Bauteilschutz

CERINOL

Beton- und Mörtelzusätze
Dichtungs- und Schnellbindemittel
Betonverflüssiger Mischöl

EUROLAN

Schutzanstrich für Beton
und Eisen

Zugelassen b. d. Bundesbahn (A. I. B.)

FRIGIDOL

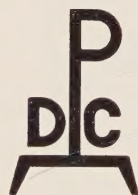
Frostschutzmittel ermöglicht
Beton-, Maurer- u. Verputzarbeiten
bei jeder Kälte

DEITERMANN

CHEMISCHE WERKE DATTELN

Fernruf: Sa.-Nr. 2187

Schwierige Grundbauten



Druckluftgründungen
Pfahlgründungen
Baugrund-Untersuchungen

Dr.-Ing. **PAPROTH & CO.**
Krefeld — Berlin — Winsen-L.



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit,
Widerstandsfähigkeit gegen aggressive
Gase und Wässer

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-
wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

MURASIT-LP

Mischöl, wassereinsparend
luftporenbildend, plastifizierend

MURASIT-WE

Betonverflüssiger
festigkeitssteigernd

FLURESIT

Dichtungsmittel
schafft trockene Räume

BETOSIT

Schutzanstrich für frischen Beton
gegen zu schnelles Verdunsten

ORTOLAN

hochkonzentriertes
Entschalungsmittel

ORGANAPLAST

gummielastischer Werkstoff
für fugenlose Abdichtungen

Organa-Bautenschutz, Bochum-Gerthe
Gebr. Mayer, chem. Fabrik, Eßlingen/N

STELLENANGEBOTE**Bauassessor**

der Fachrichtung Wasser-, Kultur- und Straßenbau einschl. städt. Tiefbau und Hafenbau für fesselnde wasserwirtschaftl. Aufgaben (Vorfluter, Deiche, Pumpwerke) und als Nachwuchskraft gesucht.

Diensteintritt 1. 4. 1958 oder früher.

Bewerbungen mit handgeschr. Lebenslauf und Lichtbild sind zu richten an die

Emschergenossenschaft, Essen, Kronprinzenstr. 24.

Bewerber nach Artikel 131 des Grundgesetzes erhalten bei gleicher Eignung den Vorzug.

Bei den Städtischen Werken Nürnberg — Wasserwerke — wird für Planung, Bauausführung und Unterhalt ein erfahrener

Bauingenieur

gesucht.

Bedingungen: Abschluß einer HTL, Kenntnisse im Ausschreibungs- und Abrechnungswesen. Bewerber mit Erfahrungen im Bau von Stahlbetonbehältern und größeren Leitungen werden bevorzugt. Einstellung im Angestelltenverhältnis. Bezahlung nach TO. A. Alter nicht über 40 Jahre. Um Angabe des frühesten Antrittstermins wird gebeten.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Abschriften der Schulschluß-, Ausbildungs- und Stellenzeugnisse bis zwei Wochen nach Erscheinen dieser Ausschreibung erbeten an das

Personalamt der Stadt Nürnberg (Abteilung Id).

Bewerber, die zum Personenkreis des Art. 131 GG zählen oder als Wiedergutmachungsberechtigte des öffentlichen Dienstes gelten, wollen beglaubigte Unterlagen, die einwandfrei diese Zugehörigkeit nachweisen, mit vorlegen.

Hochbau-Dipl.-Architekt (oder Ing.)

zur Durchführung laufender Bauvorhaben von Behörde gesucht.
Bezahlung bei Eignung nach TO. A II.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften unter „Der Bauingenieur 550“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietsch-ufer 20, erbeten.

Die Stadt Duisburg — Ortsklasse S — sucht

**mehrere jüngere
Bauingenieure**

für eine vorübergehende Tätigkeit (ca. 1 Jahr).

Voraussetzung ist abgeschlossene Fachschulbildung (Fachrichtung Hochbau), gutes zeichnerisches Darstellungsvermögen, Erfahrung in Ausschreibung, Abrechnung und Bauleitung.

Vergütung nach VI b/V a TO. A.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum 28. 2. 1958 unter Angabe der Kennziffer 265 an das Personalamt der Stadtverwaltung Duisburg zu richten.

Für unseren U-Bahn-Bau

suchen wir zum baldmöglichen
Eintritt

Ingenieure

für Planung und Entwurf von unter- und oberirdischen Schienenwegen und anderen Verkehrsanlagen.

Allgemeinenkenntnisse im Ingenieurwesen und zeichnerische Fähigkeiten werden vorausgesetzt.

Ingenieure

als Konstrukteure mit besonderen Kenntnissen für Statik, Grundbau, Stahlbeton- und Stahlbau.

Techn. Zeichner

für Planung und Konstruktion.

Bewerbungen mit Lichtbild, Zeugnisabschriften, handgeschriebenem Lebenslauf sowie Arbeitsproben (Bewerber für die Planungsgruppe und techn. Zeichner) und Gehaltsansprüchen bitten wir an die Personalabteilung der HHA, Steinstraße 20, zu richten.

Hamburger Hochbahn Aktiengesellschaft

Fortsetzung von Seite 6)

STELLENANGEBOTE

Für die örtliche Bauleitung beim Bau der Zentralkläranlage der Stadt Neunkirchen-Saar (40 000 Einwohner) wird ein

Tiefbau-Ingenieur

eingestellt.

Gefordert werden neben dem Abschlußexamen einer Höheren Technischen Lehranstalt besondere Kenntnisse auf dem Gebiet des Kläranlagenbaues. Die Vergütung erfolgt nach Vergütungsgruppe IV a TO. A.

Die Einstellung ist vorerst für die Zeit des Baues der Kläranlage vorgesehen.

Den Bewerbungsunterlagen sind entsprechende Zeugnisse über die Tätigkeit beim Bau von Kläranlagen beizufügen.

Der späteste Eintrittstermin ist der 1. April 1958.

Bewerber, welche die vorstehenden Einstellungsbedingungen erfüllen, wollen ihre Bewerbungen mit den geforderten Unterlagen bis zum 31. Januar 1958 dem Personalamt der Stadt Neunkirchen-Saar einreichen.

Der Bürgermeister
Frank

Das Städt. Tiefbauamt Mannheim sucht zum sofortigen Eintritt

I Bauingenieur

mit vielseitiger praktischer Tätigkeit im Tiefbau und reichen Erfahrungen in Entwurf und Bauüberwachung, insbesondere für Beton- und Stahlbetonarbeiten im Brückenbau,

I Straßenmeister

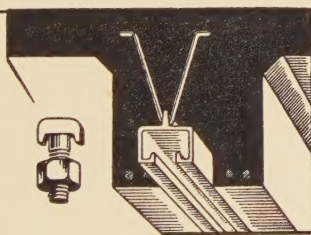
mit gründlichen Fachkenntnissen in Planung, Ausführung und Abrechnung von Straßenbauvorhaben und der Befähigung, einen größeren Straßenbaubezirk mit Regie- und Fremdarbeitern selbstständig und organisatorisch einwandfrei zu leiten sowie den mit diesen Aufgaben zusammenhängenden Schriftwechsel zu bearbeiten.

Es kommen nur Bauingenieure mit abgeschlossener Fachschulausbildung (HTL) in Betracht.

Beschäftigung im Angestelltenverhältnis; Vergütung nach der TO. A. Unterbringungsteilnehmer und Anrechenbare nach G 131 erhalten bei gleicher Eignung den Vorzug.

Bewerbungen mit selbstgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Angabe von Referenzen und Mitteilung des frühestmöglichen Eintritts sind zu richten an das Städt. Personalamt Mannheim.

DKG- Ankerschienen Jordahl- Schienen



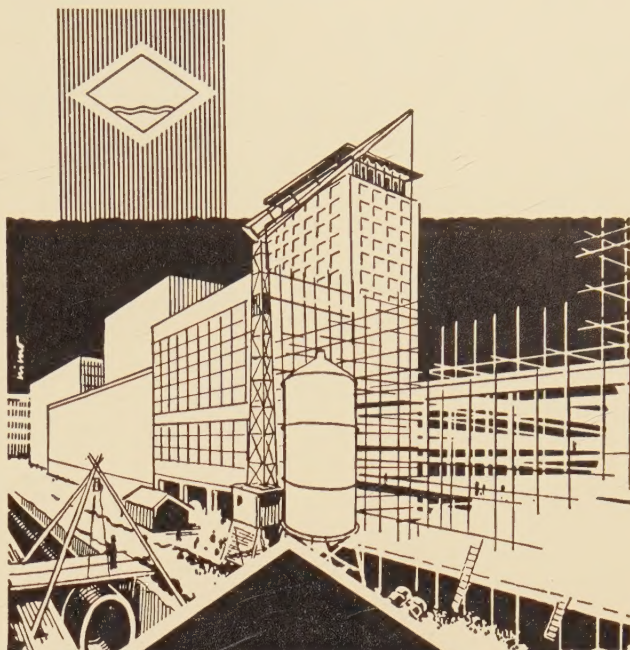
Deutsche Kahneisen Ges. West G. m. b. H.

Berlin-Wittenau, Roedernallee 88-90

Telefon: 49 30 90

Telegr.-Adr.: Kahneisen

Lager: Troisdorf bei Köln und Berlin-Wittenau



INERTOL

QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung von Fundamenten, Behältern und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und Stahl gegen Feuchtigkeit und chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von Dächern aus Asbestzement, Blech und Dachpappe,

zur **Förderung** von Hygiene und Sauberkeit in Wasch-, Brause- und Arbeitsräumen

liefern wir hochentwickelte, seit Jahren bewährte Spezialanstriche, welche in vielen Fällen zugleich auch farbige Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

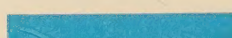
Unsere reichen Erfahrungen sind Ihr Vorteil.

Wir beraten Sie gerne.

LECHLER

BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER

 **ERFAHRUNG** **ERFAHRUNG** **FORTSCHRITT** **ERFAHRUNG** **FORTSCHRITT** **QUALITÄT**

*wer Stahl verbraucht,
kennt dieses Zeichen*



Unter diesem Zeichen arbeiten 30 000 Mann in unseren Hochofen- und Stahlwerken, in Walz-, Preß- und Schweißwerken, in Prüf- und Forschungsabteilungen. Hier verbindet sich seit der Gründung unseres ersten Werkes vor über hundert Jahren traditioneller Erfahrungsschatz mit den stetig wachsenden technischen und wissenschaftlichen Erkenntnissen unserer Tage.

Wir erzeugten im Geschäftsjahr 1956/57 rund

2 138 000 t Roheisen

2 423 000 t Rohstahl

2 457 000 t Walzstahl,

Stahlrohre und Röhrenerzeugnisse

Grobbleche und Grobblecherzeugnisse

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF